

A photograph showing a complex network of steel reinforcement bars (rebar) arranged in a grid and curved patterns, likely for a concrete slab or bridge deck. The bars are dark and metallic, set against a light background.

Hansgerd Kämpfe

Bewehrungs- technik

Grundlagen – Praxis –
Beispiele – Wirtschaftlichkeit

2. Auflage



Springer Vieweg

Bewehrungstechnik



Stahlwerk der Zukunft

Badische Stahlwerke GmbH | Graudenzer Straße 45 | 77694 Kehl
Telefon: +49 7851 83-0 | info@bsw-kehl.de | www.bsw-kehl.de

 **baustahlgewebe**
DIE SEELE DES BETONS

WIR
MACHEN MEHR AUS
BETON

Baustahlgewebe GmbH +++ Friedrichstraße 16 +++ 69412 Eberbach
Telefon: +49 6271 82-100 +++ mail@baustahlgewebe.com +++ www.baustahlgewebe.com

Hansgerd Kämpfe

Bewehrungstechnik

Grundlagen – Praxis – Beispiele –
Wirtschaftlichkeit

2., durchgesehene und aktualisierte Auflage

Hansgerd Kämpfe
KÄMPFE Stahl- und Bewehrungsbau GmbH
Chemnitz/Neukirchen, Deutschland

ISBN 978-3-8348-1455-5 ISBN 978-3-8348-8241-7 (eBook)
<https://doi.org/10.1007/978-3-8348-8241-7>

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

© Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, ein Teil von Springer Nature 2010, 2020

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die nicht ausdrücklich vom Urheberrechtsgesetz zugelassen ist, bedarf der vorherigen Zustimmung des Verlags. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Bearbeitungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von allgemein beschreibenden Bezeichnungen, Marken, Unternehmensnamen etc. in diesem Werk bedeutet nicht, dass diese frei durch jedermann benutzt werden dürfen. Die Berechtigung zur Benutzung unterliegt, auch ohne gesonderten Hinweis hierzu, den Regeln des Markenrechts. Die Rechte des jeweiligen Zeicheninhabers sind zu beachten.

Der Verlag, die Autoren und die Herausgeber gehen davon aus, dass die Angaben und Informationen in diesem Werk zum Zeitpunkt der Veröffentlichung vollständig und korrekt sind. Weder der Verlag noch die Autoren oder die Herausgeber übernehmen, ausdrücklich oder implizit, Gewähr für den Inhalt des Werkes, etwaige Fehler oder Äußerungen. Der Verlag bleibt im Hinblick auf geografische Zuordnungen und Gebietsbezeichnungen in veröffentlichten Karten und Institutionsadressen neutral.

Lektorat: Dipl.-Ing. Ralf Harms

Springer Vieweg ist ein Imprint der eingetragenen Gesellschaft Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH und ist ein Teil von Springer Nature.

Die Anschrift der Gesellschaft ist: Abraham-Lincoln-Str. 46, 65189 Wiesbaden, Germany

Geleitwort zur 2. Auflage

Den meisten Nutzern von Bauwerken sind Begriff und Bedeutung der Stahlbetonbewehrung fremd. Im fertigen Zustand des Objekts ist sie leider nicht sichtbar.

Dabei ist die Stahlbetonbewehrung ein Unterpfand für die Stabilität und die Lebensdauer des Bauobjekts. Ist sie fehlerhaft, so sind die Folgen für das Objekt oft immens.

Die Bewehrungsarbeiten werden von spezialisierten Betrieben außerhalb der gewohnten bauhauptgewerblichen Strukturen ausgeführt, was im Hinblick auf die Qualität des Einbaus der Stahlbetonbewehrung vor Ort am Bauvorhaben nicht ohne Probleme ist.

Das *Institut für Stahlbetonbewehrung* hat in den letzten Jahrzehnten viel Arbeit zur Qualifizierung der mit der Bewehrung zuständigen Betriebe eingebracht.

Ursprünglich als fester Bestandteil in der Organisation der Baubetriebe eingebettet, hat sich die Bewehrungstechnik in Stahlvorfertigung und Geflechtaufbau vor Ort am Bauvorhaben als eigenständiger Leistungsbereich entwickelt und verselbständigt.

Die Stahlvorfertigung mit dem Schneiden, Biegen und Etikettieren hat längst stationäre Organisationsformen mit hoher Produktivität angenommen, während der Stahleinbau, das Herstellen des Stahlbetongeflechts am Bauvorhaben, als klassische Bauleistung vor Ort verblieben ist und immer noch überwiegend handwerklich realisiert wird.

Die mit dem Bewehrungseinbau beschäftigten Betriebe sollen entsprechend geschult und die Unternehmen präqualifiziert werden, um sie als Fachbetriebe für das Bauhauptgewerbe identifizieren zu können.

Das vorliegende Fachbuch „Bewehrungstechnik“ soll diese Wissenslücke möglichst im Komplex schließen. Es bietet eine Grundlage für die Qualifizierungsinhalte in der gesamten Breite der Bewehrungstechnik und soll dem Bewehrungstechniker, ob Bieger oder Verleger/Einbauer, die komplexen Lehren seines Fachgebietes zusammenstellen und ihm nahebringen.

Das Buch setzt Standards, Ziele und Kontrollgrundlagen für die Bewehrungstechnik zugleich.

Ich wünsche dem Buch weiterhin viel Erfolg zur Qualifizierung der Bewehrungstechniker und gleiches den Bewehrungsarbeiten am Bau in Deutschland.

Dr.-Ing. Michael Schwarzkopf

Düsseldorf, Januar 2020

Geschäftsführender Vorstandsvorsitzender des
Instituts für Stahlbetonbewehrung e.V.,
40474 Düsseldorf, Kaiserswerther Str. 137

Vorwort zur 2. Auflage

Als ich vor etwa 15 Jahren in dieser Buchstruktur zu denken begann, war mein Motiv, meinen Mitarbeitern, unseren Vertragspartnern und meinen befreundeten Bauunternehmern einen relativ kompakten Lesestoff zu den Begriffen, den Regeln und den Gesetzen der Bewehrungstechnik im täglichen Arbeitsprozess an die Hand zu geben.

Die 1. Auflage des Buches fand unter den fachkundigen Lesern eine relativ große Resonanz, weshalb der Verlag mich um eine 2. Auflage bat. Dabei sollte die erste Auflage nicht wesentlich korrigiert werden, als vielmehr mit einigen neuen Aspekten der Bewehrungstechnik erweitert werden.

Die vorliegende zweite Auflage stützt sich auf Erkenntnisse einer mehr als 25-jährigen Baupraxis in der „Stahlbetonbewehrung“, in der mehr als tausend Bauobjekte bewehrungstechnisch realisiert wurden, vom kleinen 30t-Objekt bis zum großen über 3000t Betonstahl umfassenden Bauobjekt.

Der Stahlbetonbau in der Dreiteilung „Schalen, Bewehren, Betonieren“ hat sich im 20. Jahrhundert als die Bauweise durchgesetzt, in der sich Stabilität, Umweltverträglichkeit, Lebensdauer und Wirtschaftlichkeit zu einer optimalen Einheit am Rohbau ergänzen.

Die Stahlbetonbewehrung darunter ist zwischenzeitlich in der Zweiteilung aus „Stahlvorfertigung mit Anlieferung am Baufeld“ und dem „Stahlgeflechtaufbau am Bauvorhaben vor Ort“ (oft als „Liefern und Verlegen“ bezeichnet!) wirtschaftlich am Bau voll etabliert.

Eine Geflechtvorfertigung mit Anlieferung am Baufeld, was die Effektivität und Produktivität am Bauobjekt wesentlich erhöhen würde, hat sich nur partiell durchgesetzt, beispielsweise bei Bohrpfehl- oder Schlitzwandkörben, und scheitert oft an den hohen Transport- und Logistikkosten.

Ich bin mir sicher, dass nicht nur die Qualität des Stahles, sondern besonders auch die Qualität der Planung des Stahlgeflechts und seine Herstellung mitverantwortlich für das Endprodukt sind.

Dazu will das Buch alle notwendigen Gesetzmäßigkeiten in der Bewehrung interdisziplinär aufzeigen und so eine Grundlage für erforderliche Qualifizierungen der Planer und Hersteller sein.

Mit einer umfangreichen Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zu Zeitabläufen und Preisberechnungen der Geflechtherstellung soll der Buchinhalt abgerundet werden.

Das Buch möchte ich mit diesem Vorwort in die Hände meines Sohnes, Herrn Dipl.-Ing. Arndt Kämpfe, legen, der an der ersten Auflage und an der jetzigen zweiten mit vielen Teilleistungen Anteil hat und für das notwendige Fortschreiben des Buches sorgen wird.

Dr. habil. Dipl.-Math. K. H. Kämpfe

Chemnitz, im April 2020

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Historie der Stahlbetonbewehrung	2
1.2	Die Hauptbegriffe der Stahlbetonbewehrung	6
1.3	Wertschöpfungskette Stahlbetonbewehrung	10
2	Kleine Statikkunde	13
2.1	Die Druckkräfte und die Zugkräfte im statischen Körper	13
2.2	Die Kraftaufnahme und die Kraftverteilung im Geflecht	15
2.3	Der erforderliche und der gewählte Stahlquerschnitt	20
3	Kleine Betonstahlkunde	23
3.1	Die Herstellung des Betonstahls	23
3.2	Die Eigenschaften des Betonstahls	25
3.2.1	Duktilität des Betonstahls	25
3.2.2	Rippung des Betonstahls	27
3.2.3	Verformung des Betonstahls	29
3.3	Das Trennen des Betonstahls	34
3.4	Das Fügen des Betonstahls	37
3.4.1	Schweißen von Betonstahl	37
3.4.2	Flechten von Betonstahl	41
4	Kleine Biegekunde	45
4.1	Das Biegeradienprinzip	45
4.1.1	Biegedorndurchmesser und Stabstahldurchmesser	45
4.1.2	Der Ablauf beim Biegen	47
4.1.3	Das Abzugsmaß beim Biegen	48
4.1.4	Das Mindestmaß beim Biegen	51
4.2	Das Außenmaß, das Biegemaß, das Passmaß	53
4.3	Das CNC-Biegen	59
5	Betonstahlstab	63
5.1	Das Nennmaß und das tatsächliche Betonstahlmaß	63
5.2	Die Menge der Betonstahlbiegeformen	66

5.3	Die Betonstahlbiegeformen und ihre Kombinationen	69
5.4	Die Grundgewichte und die Querschnitte des Betonstahlstabes	72
6	Betonstahlmatte	75
6.1	Die Grundstruktur der Betonstahlmatte.....	75
6.2	Die baurelevanten Betonstahlmatten	76
6.2.1	Lagermatten und Listenmatten.....	76
6.2.2	Bügelmatte und HS-Matten.....	80
6.3	Die Grundgewichte und Querschnitte der Lagermatte.....	81
6.4	Zur Ökonomie der Mattenfertigung	84
7	Betonstahlgeflecht	87
7.1	Der Hauptaspekt von Geflechten.....	87
7.2	Die Aufbau Probleme der Geflechte und Körbe.....	92
7.2.1	Geringste Positionsanzahl – Köcherkörbe	92
7.2.2	Durchdringungen von Biegeformen – Treppenkörbe.....	98
7.2.3	S-Haken und Schlösser – Stützenkörbe	103
7.2.4	Kehlstäbe und Eckstäbe – Bodenplattengeflechte.....	110
7.2.5	Stabüberlappungen – Unterzugskörbe	114
7.2.6	Korbstabilisierungen – Bohrpfahlkörbe	116
7.3	Die Maßketten in Geflechten	124
7.4	Der Bewehrungsprozess und seine Prinzipien.....	128
7.5	Zur Gewichts Berechnung und Ökonomie der Geflechtfertigung	131
7.6	Günstigere Bewehrungslösungen im Geflecht	137
7.6.1	Ebene Flächen (Platten) mit geraden Stäben bewehren	137
7.6.2	Die Randverbügelungen von Flächen mit gebogenen Stäben.....	139
7.6.3	Die gebogenen Stäben in gestreckter Länge klein halten.....	139
7.6.4	Die Anzahl der Biegungen je Stab geringhalten	140
7.6.5	Bügel Schlösser – in allen Teilgeflechten.....	141
7.6.6	Die Schubbügel in den Horizontalplatten	142
7.6.7	Die Abstandshalter und die Montage der oberen Lage in Platten	143
7.6.8	Die Wand- oder Stützenanfänger als L-Bügel	144
7.6.9	Der zu lange Schenkel im Bügel.....	145
7.6.10	Stütze/Unterzug als Korb vorgeflochten und dessen Anschlüsse	145

8	Abstandshalter und Unterstützungen im Geflecht	149
8.1	Die Betondeckungsnormative im Bauteil	151
8.2	Die Abstandsnormative im Geflecht	152
8.3	Die Bestimmung der Maßketten im Geflecht	154
9	Verlängerungen und Fortführungen im Geflecht	155
9.1	Die Verlängerungsarten im Geflecht	155
9.1.1	Überlappte Verlängerung des Betonstahlstabs	155
9.1.2	Stumpfe Verlängerung des Betonstahlstabs	156
9.2	Die Fortführungsarten von Geflecht zu Geflecht	162
9.3	Zur Ökonomie der Verlängerungen im Geflechtaufbau	163
10	Durchstanz- und Schubbewehrung im Geflecht	165
10.1	Die Durchstanz- und die Schubkräfte in Platten	165
10.2	Die Dübelleiste und der Zulagenstab in der Bewehrungslage	166
10.3	Die Schubkraftbewehrung zwischen unterer und oberer Lage	169
11	Stabsubstitution und Rissbreitenbeschränkung im Betonteil	171
11.1	Die Stabsubstitution im Geflecht	171
11.2	Die Stabteilung und der Stabquerschnitt in der Stabsubstitution	172
11.3	Die Rissbreitenbeschränkung und die Stabteilung	175
12	Bewehrungszeichnung und Bemaßung im Geflecht	177
12.1	Die eindeutige Darstellung eines Objekts	177
12.1.1	Die Normalprojektion in der Zeichnungsebene	177
12.1.2	Die Perspektivprojektion in der Zeichnungsebene	178
12.3	Die Darstellung und Bemaßung des Geflechts	179
12.4	Zur Ökonomie des Zeichnens	181
13	Zeit- und Kapazitätsplanung der Geflechtfertigung	183
13.1	Die Abhängigkeit der Aufbauzeit von Geflechtparametern	183
13.1.1	Aufbauzeit und der Stabstahldurchmesser	183
13.1.2	Aufbauzeit und die Positionsanzahl und Positionsstückzahl	187
13.2	Die Methoden der Zeitplanung des Geflechtaufbaus	188
13.2.1	Ablaufplanung des Bauablaufs	188
13.2.2	Bestimmung der Geflechtaufbauzeit	190
13.2.3	Zusammenhang von Aufbauzeit und Aufbaupreis	191

13.3	Die Methoden der Kapazitätsplanung	193
14	Statistische Qualitätskontrolle in der Bewehrung	197
14.1	Der Arbeitsprozess und die Fehlertheorie	197
14.2	Die Repräsentativität und der Umfang der Stichprobe	200
14.3	Die Urliste und der Stichprobenplan im Bewehrungsbau	201
14.4	Zur Ökonomie der Statistischen Qualitätskontrolle	204
15	Anlage: Eine Reminiszenz Stahl	205
	Literaturverzeichnis	207
	Sachwortverzeichnis	209



1 Einleitung

Der Strafverfolgte erhält eine „Bewährung“ und der Betonklotz eine „Bewehrung“. In jedem Fall gilt sie der Stabilisierung des „Innenlebens“ des entsprechenden Körpers.

Jedes Wort hat den gleichen Inhalt und doch eine ganz andere Form. Das kommt in der deutschen Sprache selten vor, meist aber umgekehrt.

Dieses Buch soll die Stabilisierung des Betonkörpers – die Stahlbetonbewehrung – betrachten.

Die Bewehrung ist allgemein eine Materialeinlage in ein Grundmaterial, mit dem dieses eine höhere Stabilität oder Widerstandsfähigkeit gegenüber der Umwelt erzeugt. Auch gilt, dass die materielle Einlage des Grundkörpers diesem zu höherer Stabilität oder längerer Lebenszeit verhilft.

Die Bewehrung wird immer dann zur Anwendung kommen, wenn ein Körper oder Gegenstand aus nur einem Material nicht ausreichend genug den Umweltbedingungen standhält, oder wenn er schwächer als seine auf ihn einwirkenden Umweltkräfte ist. Mit einer Einlage aus einem anderen Material wird er einer Schwächung oder Zerstörung durch die Umwelt vorbeugen.

Eine Einlage als Schiene im Gipsverband des gebrochenen Beins oder auch eine Umhüllung eines Elektrokabels mit einem Isolierstoff schützt vor Zerschlagen oder Zerreißen. Beide Male verhilft sie dem Grundmaterial – Gips im ersten und Kupfer im zweiten Fall – zu höherer Stabilität und längerer Laufzeit.

Die Aufzählung solcher Fälle könnte vielfach erfolgen, soll hier aber nur mit zwei weiteren Beispielen erfolgen, so mit der Stahleinlage im Papier, die im Modellbau den Aufbau mehrfach gekrümmter Flächen (Landschaften) ermöglicht, und mit dem bekannten Beispiel der glasfaserverstärkten Plaste, die der Kunststoffschale als Schiffsrumpf oder der Fahrerkabine im Formelrennwagens oder als schmales Flachbrett dem Abfahrtski jeweils den erforderlichen „Halt“ gewährt.

Ähnlich der Aushärtung von Stahl oder dem Verweben von Garn, will der Mensch immer einen Körper haltbarer machen als vorher. Oder er will den Körper dünnwandiger, leichter und graziler auslegen als vorher, dann hilft meist eine erkannte Beziehung von Grundmaterial und Einlagematerial. Diese Einheit weist in der Regel eine höhere Stabilität auf und kann vor allem in der richtigen Verbindung von Materialien wesentlich besser der Umwelt trotzen als Körper aus nur einem Grundmaterial.

Das Ziel der Materialentwicklung ist immer, die größere Haltbarkeit des Grundmaterials selbst oder des Grundmaterials plus des Einlagematerials zu erreichen. Diese Einheit eines vorgegebenen Körpers mit einem anderen Einlagekörper macht diesen meist haltbarer oder auch leichter.

So werden alle Körper, die höheren Umweltbelastungen ausgesetzt sind, mit einer „Einlage“ oder einer „Bewehrung“ aus einem anderen Material versehen, um höhere Standfestigkeiten zu erhalten.

Ein jeder spricht vom Betonbau und weiß seltener, dass es sich bei der Herstellung eines einzelnen Betonteils am Bau – ob Stütze, Balken, Decke oder Wand – immer um ein Stahlbetonteil handelt, nämlich dem Betonteil mit der Stahlgeflechteinlage. Es ist die Stahlbetonbauweise, die erst die relativ universellen und komplexen Bauwerke des 20. Jahrhunderts garantierte.

Dieses Buch will die komplexen Grundlagen der Herstellung einer Stahleinlage im Betonkörper beschreiben und dem Leser als Nachschlagewerk „Bewehrungstechnik“ dienen.

1.1 Historie der Stahlbetonbewehrung

Die Stahlbetonbewehrung, früher als Eisenbetonbau bezeichnet, hat eine lange Entwicklungsphase durchlebt, die bis in die Mitte des 19. Jahrhunderts reicht. Obwohl das Eisenbetonprinzip – eine Stahleinlage in einem relativ schmalen oder dünnwandigen Betonkörper – seit 1835 mehrfach entwickelt und vorgeführt wurde, hat es der Franzose Joseph Monier (1823–1906) im Jahre 1867 erstmals als Patent angemeldet. Dem Auseinanderbrechen großer Gartengefäße bei Belastungen begegnete er mit einem von Portlandzement umhüllten Drahtgeflecht. 1875 entwickelte und baute er den ersten Brückenüberbau mit eisenverfestigten Beton auf zwei Widerlagern ruhend über eine Länge von 16 m und 4 m Breite. Daraufhin erfolgte die eigentliche Patentanmeldung Moniers 1878.

Wegen der Überlegung des Franzosen wurde diese Bauweise lange Zeit als „**Monierung**“ bezeichnet.

Wenig später (1884) wurde diese Methode durch den deutschen Ingenieur Gustav Adolf Wayss (1851–1917), dem späteren Gründer der Baufirma „Wayss & Freytag“, im Bauwesen übernommen und zur Eisenbetonbauweise sukzessive ausgebaut. 1886 veröffentlichte Mathias Koenen im Zentralblatt der Bauverwaltung Deutschlands erste Theoretische Grundlagen dieser Bauweise mit der Erkenntnis, dass die Zugspannung vom Eisen (Stahl) und die Druckspannung vom Beton im „Eisenbetonbauteil“ übernommen wird. 1902 gab Emil Moersch, Technischer Leiter der Wayss & Freytag AG, das Buch „Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie“ heraus, das lange Zeit als das Standardwerk des Eisenbetonbaus galt.

In den Dreißiger Jahren des 20. Jahrhunderts kam besonders in Deutschland die Stahlbetonbauweise zu einem volkswirtschaftlichen Durchbruch. Sehr schnell war die schlankere Bauweise mit hohen Aufbauten über mehrere Etagen erkannt worden und nahm ihren erfolgreichen Lauf, sowohl an öffentlichen Bauten (Berliner Olympiastadion 1935) als auch an Privathäusern (erste Tiefgaragen in den Dreißigern in Wohnhäusern).

Mit der Weiterentwicklung sowohl des Betons als auch des Stahls werden heute Bauteile (Bauteile) mit einer immer größeren Stabilität und vor allem Widerstandsfähigkeit (Lebenszeit) errichtet.

So ist die im Laufe der Jahre wesentlich verbesserte Betonsubstanz verantwortlich für eine undurchlässigere Einbettung des Stahls und höhere Qualität des Stahlbetonteils (Bilder 1.1 bis 1.4).



Bild 1.1 Eine Stahlbetonskeletthalles, gebaut 1930, die innen einen Brückenkran hält, gezeichnet von den Umweltbelastungen.



Bild 1.2 Gewendelte Treppenläufe



Bild 1.3 Punktfundamente

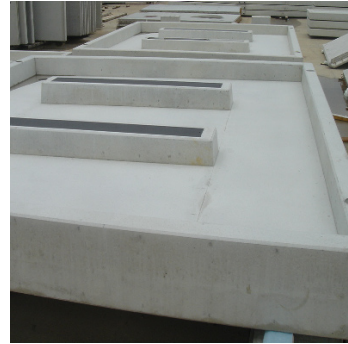


Bild 1.4 Balkonplatten

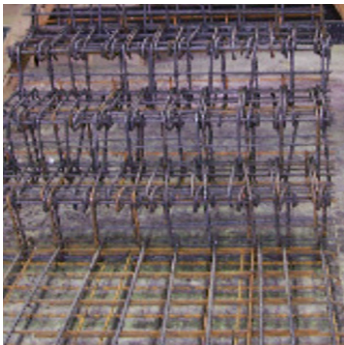


Bild 1.5 Treppeneinlage



Bild 1.6 Punktfundamenteinlage



Bild 1.7 Balkonstahleinlage

Auch kommt die Stahentwicklung mit dem Sauerstoffdirekteinblasen im Konverter ab Mitte des 20. Jahrhunderts zu besseren Stahlqualitäten (Duktilitäten) im Stahlbetonverbund, was auch zu „dünnere“ Stahleinlagen (weniger Stahl) oder Geflechtem führt (Bilder 1.5 bis 1.7).

Mit dem Problem der größeren Spannweiten über 15m hinaus an Brücken mit Plattenüberbauten beschäftigte sich erstmals der deutsche Bauingenieur Franz Dischinger (1887-1953) und kam 1936 zur ersten 300 m langen Spannbetonbrücke der Welt im sächsischen Aue, die eine maximale Spannweite von über 69 m bei 12 m Breite zwischen zwei Pfeilern aufwies. Diese sah die zusätzliche Einlage von vorgespannten Spannstahlsträngen in der Bewehrungseinlage vor, um größere Lasten über größere Spannweite abtragen zu können (Bilder 1.8 und 1.9).

Wurde noch in den Anfängen das externe Vorspannen nicht ausreichend erkannt und nicht in dem erforderlichen Maße immer nachgespannt, um das Betonschwinden und -kriechen auszugleichen, so ist diese Methode heute bis weit über 40 m Spannweiten an mehreren Betonbauteilen, so auch in den vorgefertigten Großfertigteilen (Träger, Binder oder Unterzüge), gebräuchlich (Bild 1.10).

Um eine möglichst schmale Ausführung mit hoher Tragkraft zu ermöglichen (im Bild 1.10 links erkennbar), werden Spannbetonbinder auch profiliert immer häufiger hergestellt.

Zur Erhöhung der Standsicherheit der Bauobjekte entwickelte die Firma Bauer aus Schrobenuhausen in Bayern mit ersten Versuchsbohrungen am Ende der 60iger Jahre des vorigen Jahrhunderts die Bohrpfehltechnik, die gegenüber den vorher gebräuchlichen Dreibockgeräten große Produktivitäts- und Qualitätsfortschritte am Gründungsbau der Bauobjekte hatte.



Bild 1.8 Spannstahl in Schutzrohren in der Bewehrung



Bild 1.9 Spannstahl vor dem Spannen am Querbalken



Bild 1.10 Spannbetonbinder mit 38m Länge in der Fertigung (links) und auf der Montage (rechts)



Bild 1.11 Die Bohrpfehleinlage beim Abladen nach dem Antransport, beim Aufnehmen und beim Einfahren ins Bohrrohr

Heute nehmen die Bauten mit Bohrpfehlgründungen immer mehr zu. Es gibt praktisch keine Brücke, die nicht auf Bohrpfehlen steht. Aber auch Einfamilienhäuser in ungünstigen Hanglagen oder in wasserreichen Gegenden werden zunehmend auf Bohrpfehlen gegründet.



Bild 1.12 Bohrpfahl nach dem Freispitzen (links) und während der Einbindung ins Fundamentgeflecht (rechts)



Bild 1.13 Ein Stapel Filigrandecken (links) und ein Stapel Filigranwände (rechts)

In diese Reihe der wesentlichen Entwicklungsetappen muss auch die so genannte Filigrantechnik für Plattenelemente wie Decken und Wände genannt werden, die seit Anfang der 60-iger Jahre des vorigen Jahrhunderts von der FILIGRANBAU Stefan Keller KG Geretsried (Isar) eingeführt wurde.

Diese Halbfertigteile – im Nachgang sind die offenen Bewehrungslagen und der Beton vor Ort einzubringen – sind logistisch schnell auf der Baustelle montiert und machen die Decken- oder Wandschalung völlig überflüssig (ihr Vorteil!). Ihr Nachteil ist ihre Tragweite, die noch unter 10 m liegt, und ihr relativ hoher Transportaufwand, weil Fertigteilwerke nicht immer in unmittelbarer Nähe des Bauobjekts liegen.

Ungeachtet der Probleme stampte die Stahlbetonbauweise weltweit in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts immer mehr Bauten aus dem Boden und schuf damit auch immer mehr praktische und theoretische Erfahrungswerte, auf denen neue Bauten wiederum aufgebaut werden konnten. Weitere Rationalisierungen in der Stahlbetonbauweise deuten sich mit dem fortschreitenden Ingenieurwissen an oder werden mit der weiteren Produktivitätssteigerung im Bauwesen erzwungen.

Nicht zuletzt werden „Standards“ im Geflechtbau (Betonstahlkörbe) und im Fertigteilbau Einzug halten, die die Bauökonomie weiter positiv beeinflussen werden. Erste Erkenntnisse sind im Pfahlkorbbau und im Großfertigteilkorbbau erkennbar.

Allerdings lässt sich nicht alles in der Vorfertigung ökonomisch effizient herstellen, und so wird auch der Bau vor Ort – die Ort betonbauweise – seine Ökonomie erhalten und bei großen nicht transportablen Geflechten unumgänglich bleiben.

Und so mischen sich die Probleme der Vorfertigung künftig immer stärker mit dem Nutzen der schnelleren Bauweise vor Ort und dem Transportaufwand.

1.2 Die Hauptbegriffe der Stahlbetonbewehrung

Das Wort „Bewehrung“, und so auch die „Stahlbetonbewehrung“, wird umgangssprachlich nicht eindeutig angewendet. Einmal ist es die materielle Einlage im Grundmaterial, dann ist es der Prozess der Herstellung dieser Einlage, der wiederum mit „Bewehrung“ bezeichnet wird.

In diesem Buch soll die **Stahlbetonbewehrung** als der Prozess der Herstellung der Stahleinlage in einem Betonteil definiert und betrachtet werden. Die Stahlbetonbewehrung ist der Gegenstand des Bewehrungsbaus und der Untersuchungsinhalt der Bewehrungstechnik.

Die Stahleinlage im Betonteil ist eine kreuzweise orthogonale räumliche Anordnung von Betonstählen, die als **Bewehrungsgeflecht** bezeichnet wird.

Damit ist das Geflecht die Zusammensetzung mehrerer gerader und gebogener Betonstähle zu einem Betonstahlsystem, dem Betonstahlgeflecht oder Bewehrungsgeflecht. Das Geflecht hat nach dieser Definition eine räumliche Ausbildung in Form eines Stahlnetzes innerhalb der Außenkanten des Stahlbetonteils. Die Konturen des Geflechts sind vom Architekten durch die Geometrie des Bauteiles vorgegeben. Die Konstruktion des Geflechts ist mit der statischen Ermittlung der Querschnitte der Betonstähle und deren Teilung (Abstände) im Stahlnetz gegeben.

Das Bewehrungsgeflecht ist damit das Ergebnis der Stahlbetonbewehrung. Je nachdem wie das Bewehrungsgeflecht hergestellt wird, ob vor Ort, auf der Baustelle, oder im Fertigungswerk mit

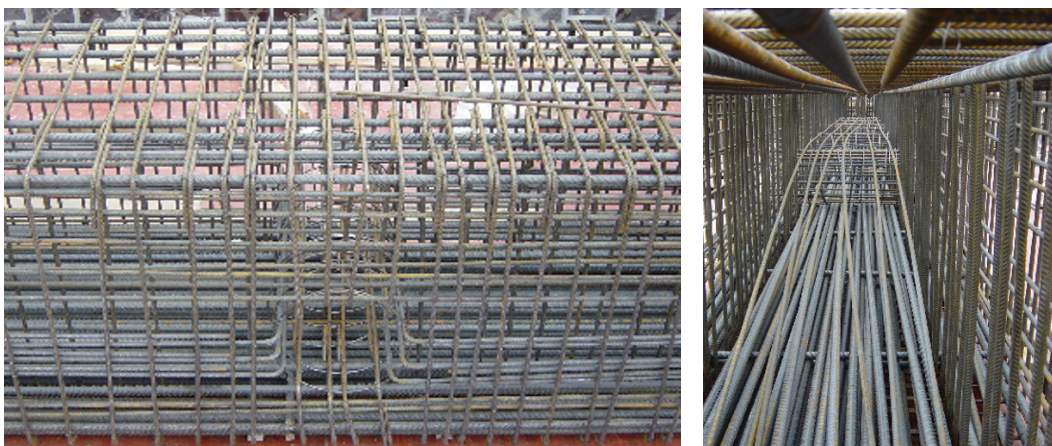


Bild 1.14 Bewehrungsgeflecht eines Unterzugs in zwei Ansichten an der Bauhausuniversität Weimar



Bild 1.15 Der Bewehrungskorb für einen Tribünenträger des Leipziger Zentralstadions

RICHTUNGS- WEISEND IN STAHL.

PARTNERSCHAFTLICH.
KONZEPTSTARK.
TRANSPARENT.

Das Stahlkonzept der NORDWEST Handel AG
für den privaten mittelständischen Stahlhandel.



STAHLVERBUND
PHOENIX

Robert-Schuman-Straße 17
44263 Dortmund
Telefon +49 231 2222-4410
info@stahlverbund-phoenix.com
www.stahlverbund-phoenix.com

anschließendem Transport zur Schalung oder zur Baustelle, wird es im ersten Fall als **Bewehrungsgeflecht** (kurz Geflecht) und im zweiten als **Bewehrungskorb** (kurz Korb) bezeichnet.

Umgangssprachlich werden beide Ausdrücke etwas unscharf verwendet. Das will dieses Buch mit dieser Definition für die Praxis exakter vorgeben.

Um das Bewehrungsgeflecht (den Bewehrungskorb) als räumliches Geflecht (räumlichen Korb) aufzubauen, muss es mehrere unterschiedlich geschnittene und unterschiedlich gebogene und zusammensetzbare Betonstähle als Geflechtseinzelteile geben.

Dazu bietet es sich bei großen Geflechtausmaßen an, dass ebene Teilgeflechte mit gebogenen Teilen zu dem gewünschten räumlichen Geflecht zusammengesetzt werden.

Das ebene Teilgeflecht, das eine Anordnung von kreuzweise orthogonal gelegten Betonstahlstäben wiedergibt, wird als „**Bewehrungsmatte**“ (kurz Matte) bezeichnet.

(Der umgangssprachlich oft gebrauchte Begriff „Baustahlgewebe“ ist konstruktiv falsch gewählt!)

Die Bewehrungsmatte wird vorgefertigt auf die Baustelle in bestimmten Abmaßen geliefert (Bild 1.16). Eine sprachliche Unterscheidung als Geflecht oder Korb bleibt bei Matten aus.

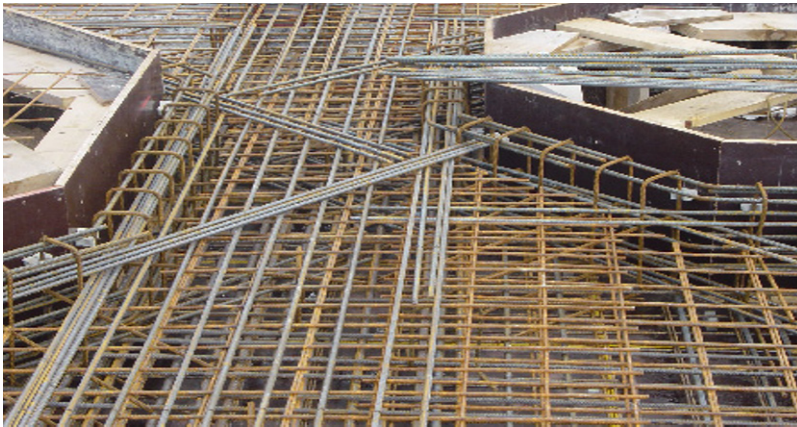


Bild 1.16 Ein ebenes Geflecht in zwei Lagen mit vorgefertigten Matten



Bild 1.17 Ein ebenes Geflecht in zwei Lagen mit vor Ort gefertigten Matten



Bild 1.18 Aus mehreren geraden Stäben links werden gebogene Stäbe hergestellt und zu Geflechtem zusammengesetzt

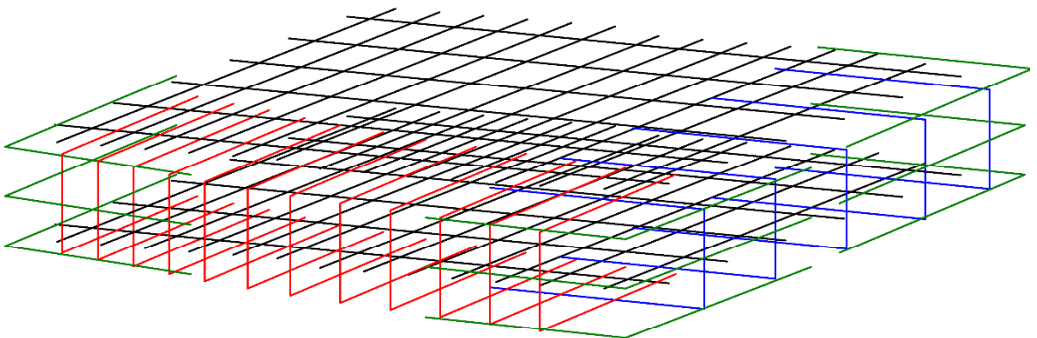
Die Aufgabe der Bewehrung oder des Bewehrens besteht darin, dass aus mehreren unterschiedlichen Stabbündeln gerader Stäbe eine unterschiedliche Stückzahl gerader und gebogener Positionen hergestellt wird, die zusammengesetzt das gewünschte geometrische Geflecht ergeben.

Jeder Stab kann als ein Element betrachtet werden und das Geflecht als ein System von Stabelementen. Die systematische Anordnung der Stäbe ergibt ein hohlkörperartiges Stahlnetz, welches statische Belastungsnormen im Verbund mit Beton erfüllen muss.

Damit soll das kleinste nicht mehr teilbare Element eines Geflechtes als **Bewehrungsposition** (kurz Position) bezeichnet werden.

Jedes Geflecht besteht aus mehreren unterschiedlichen Positionen, die in mehreren Stückzahlen pro Position auftreten können (Bild 1.19).

Der Positionsbegriff hat demnach zwei Betrachtungsebenen, zum einen die „**Positionsanzahl**“ als die Anzahl unterschiedlicher Geflechtelemente und zum anderen die „**Positionsstückzahl**“ als die Anzahl gleicher Einzelteile (Bild 1.19).



1. Position gerader Stäbe mit 26 Positionsstückzahlen.
2. Position gerader Stäbe mit 12 Positionsstückzahlen.
3. Position einfach abgewinkelte Stäbe mit 9 Positionsstückzahlen.
4. Position doppelt abgewinkelte Stäbe mit 12 Positionsstückzahlen.
5. Position doppelt abgewinkelte Stäbe mit 5 Positionsstückzahlen.

Bild 1.19 Geflecht mit 5 Positionen und 64 Positionsstückzahlen (oder 64 Einzelteile)

Die Summe aller Positionsstückzahlen sind alle **Einzelteile** des Geflechts.

Die Begriffe Position und Stückzahl entsprechen der Terminologie der Stücklistentheorie eines beliebigen Fertigungsgegenstandes. Die systematische Zusammenstellung aller Einzelteile dieses Fertigungsgegenstandes und deren charakteristische Merkmale sind in der Stückliste aufgelistet.

Die Stückliste eines Geflechts ist die **Stahlliste** mit der Aufführung aller charakteristischen **Merkmale** der Positionen eines Geflechts, die durch den **Durchmesser**, die **gestreckte Länge** und das **Gewicht** der Positionen gegeben sind. Die **Biegeliste** enthält zusätzlich die Biegeform der Position mit den Kantenmaßen. Die Stahlliste eines Geflechts ist damit eine Positionsliste, die das Gesamtgewicht des Geflechts nachvollziehbar berechnen lässt.

Mit den Bildern 1.20 und 1.21 ist die Stahlliste und die Biegeliste hinreichend genug erklärt.

Position Nr.	Stückzahl Stk.	Positions- Durchmesser		Einzellänge m	Metergewicht kg/m	Positionsgewicht kg
		mm				
1	26	16		3,00	1,580	123,240
2	12	16		4,50	1,580	85,320
3	9	12		2,00	0,888	15,984
4	12	10		1,04	0,617	7,700
5	5	10		1,42	0,617	4,381
= Positionsanzahl Summe :		64 Stk.		= Gesamtpositionsstückzahl = Einzelteileanzahl		236,625 kg – Geflechtgewicht

Bild 1.20 Die Stückliste des Geflechts aus dem Bild 1.19

Position Nr.	Stück- zahl Stk.	Positions - Durch- messer mm	Einzel- länge m	Biegeform Kantenmaße cm	Meter- gewicht kg/m	Positions- gewicht kg
1	26	16	3,00	<div><div></div><div>300</div></div>	1,580	123,240
2	12	16	4,50	<div><div></div><div>450</div></div>	1,580	85,320
3	9	12	2,00	<div><div>100</div><div>100</div></div>	0,888	15,984
4	12	10	1,04	<div><div>24</div><div>40</div></div>	0,617	7,700
5	5	10	1,42	<div><div>22</div><div>60</div></div>	0,617	4,381
= Positionsanzahl						
Summe :		64 Stk. – Gesamtpositionsstückzahl = Einzelteileanzahl				236,625 kg – Geflechtgewicht

Bild 1.21 Biegeliste (inkl. Stahlliste) des Geflechts aus dem Bild 1.20

1.3 Wertschöpfungskette Stahlbetonbewehrung

Die Herstellung eines Geflechts – als der Inhalt der Stahlbetonbewehrung – beginnt bei der Betonstahlherstellung und setzt sich fort über die unterschiedlichen Verzweigungen der Herstellung von Zwischenprodukten der ein-, zwei- und dreidimensionalen Geflechte als Einzelpositionen des kompletten Geflechts, welches das Bauobjekt in seinen Betonteilen umfasst (Bild 1.22).

Es entsteht die **Wertschöpfungssumme der Stahlbetonbewehrung mit den Hauptsummanden:**

15 %	Ausgangsmaterialien (Schrott, Roheisen, Zuschläge u.a.)
45 %	Stahlherstellung (Stäbe, Coils, Matten → Betonstahlhalbprodukte)
5 %	Planung (Projektieren, Konstruieren)
10 %	Stahlbearbeitung (Schneiden, Biegen, Schweißen, Vorfertigen)
5 %	Logistik (Positionieren, Transportieren)
20 %	Stahleinbau (Geflechtaufbau → Betonstahlprodukt).

Diese Summenstruktur zeigt, dass die Stahlbetonbewehrung im Wesentlichen von der Stahlherstellung, der Stahlvorfertigungs- und der Geflechtaufbauzeit abhängt. Dabei werden alle drei Summanden in ihrem Anteil wesentlich von der Planung bestimmt (wie in den nachfolgenden Absätzen noch ausführlich bewiesen werden soll!).

Werden Teile des Geflechts in der **Vorfertigung** stärker übernommen, so wird deren **Aufbauzeit** positiv beeinflusst. Das gleiche gilt auch umgekehrt. Je größer und umfangreicher das Geflecht ist, umso umfangreicher kann und sollte auch seine Vorfertigung in Teilgeflechtem erfolgen. Es kann für den Platzbedarf und den Ablauf auf der Baustelle einen ökonomischen Sinn ergeben, gewisse Positionen bis zu dreidimensionalen Teilgeflechtem auf die Baustelle zu transportieren, um sie dort sehr schnell zu umfangreicheren Geflechtem zusammenzubauen.

Wird dazu die Geschwindigkeit des Aufbaus des Betonstahlgeflechts auf der Baustelle gesehen, um alle Rohbauleistungen im erforderlichen „Dreiklang“

Schalung – Bewehrung – Betonage

bei minimalen Zwischenzeiten zu einer optimalen Endzeit des Gesamtrohbaues zu führen, so erhält der anteilige Summand „Planung“ eine viel höhere Bedeutung als vielfach angenommen. Diese Planung sieht Konstruktion und Technologie immer als Einheit, weil nicht nur das „Was“, sondern auch und besonders das „Wie“ für die Herstellung entscheidend ist.

Das ist ein wesentlicher Aspekt der Wertschöpfung. Zwar bleibt der Umfang der Wertschöpfung derselbe, er wird aber anders verteilt oder fließt in andere „Taschen“, nämlich in die, die die besten und schnellsten Bewehrungslösungen parat halten. Je exakter, genauer und durchdachter die konstruktive und technologische Vorbereitung der Geflechtplanungen ist, umso geringer ist der Aufwand an Zeit und Geld ihrer Herstellung.

Die Ökonomie und die Wertschöpfung der Stahlbetonbewehrung wird von der optimalen Wahl des Ablaufes der Geflechtherstellung – von der Planung des Geflechts – wesentlich beeinflusst.

Die geschlossene Wertschöpfungskette der Stahlbetonbewehrung ist im nachfolgenden Bild 1.22 dargestellt und bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung. Das Bild 1.22 kann als Gedankenführer durch die Bewehrungstechnik dienen und soll im Buch ein „Kompass“ sein.

Auf alle einzelnen Begriffe des Bildes wird im Buch an den entsprechenden Stellen eingegangen.

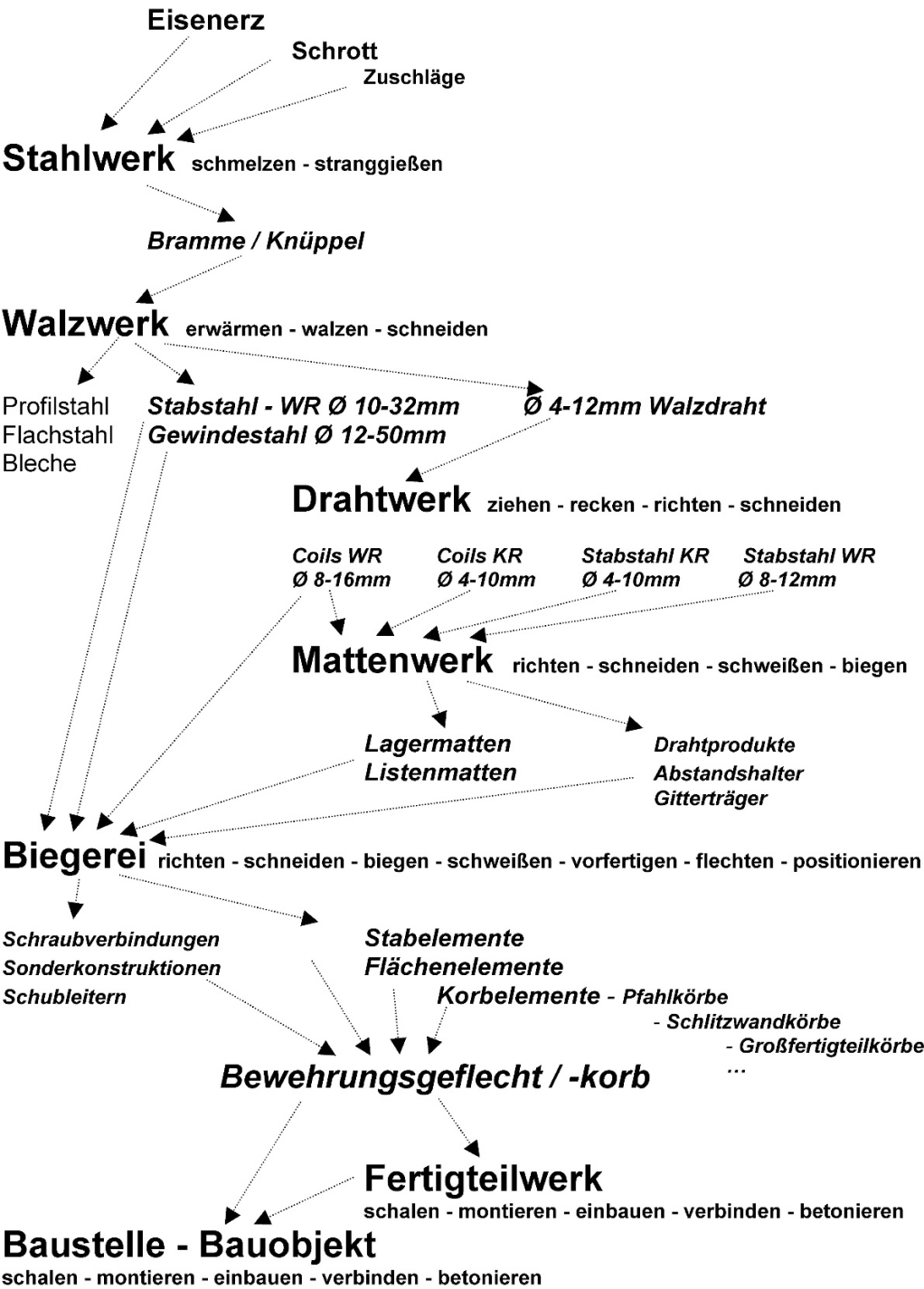


Bild 1.22 Die Wertschöpfungskette „Stahlbetonbewehrung“

2 Kleine Statikkunde

Einige für das Verständnis der „Bewehrung“ notwendige Grundlagen sind die nachfolgenden Aussagen der Statik. Sie sind für das Stoffgebiet „Stahlbetonbewehrung“ wesentliche inhaltliche Aspekte und vom Bewehrter zu beherrschen, will er sein Fachgebiet ordnungsgemäß vertreten. Der interessierte Leser kann sich in [9] darüber hinaus Aussagen zum weiteren Verständnis aneignen.

2.1 Die Druckkräfte und die Zugkräfte im statischen Körper

Ein **Bauobjekt** besteht aus in sich „verankerten, verschränkten oder verschachtelten“ Stab- und Plattenelementen, auf die **Kräfte** aus Nutzlasten, Wind, Schnee u. a. von innen und von außen an unterschiedlichsten Stellen einwirken. Abstrakt ist es ein Hohlkörper, auf den sowohl im Ganzen als auch im Detail mehr oder weniger Kräfte einwirken, die er abwehren muss.

Diese auf das Bauobjekt einwirkenden Kräfte müssen im und am Hohlkörper ausgeglichen werden, ansonsten hält es diesen nicht stand und bricht in sich zusammen. Um die Ausgleichs- oder **Gegenkräfte** zu bestimmen, geht man sukzessive von Bauteil zu Bauteil, logischerweise von oben nach unten, mit der Belastungsrechnung vor.

Die Belastungsrechnung der Gegenkräfte bei fest vorliegenden statischen Kräften beschreibt die „Statik“. Liegen hingegen sich stetig verändernde Kräfte, also dynamische, plus weitere sich stets ändernde Einflussfaktoren vor, so ist es die Lehre der „Dynamik“.

Es gilt die statische These: Die Summe der angreifenden (äußeren) Kräfte muss mindestens kleiner oder gleich der Summe der (inneren) Gegenkräfte sein.

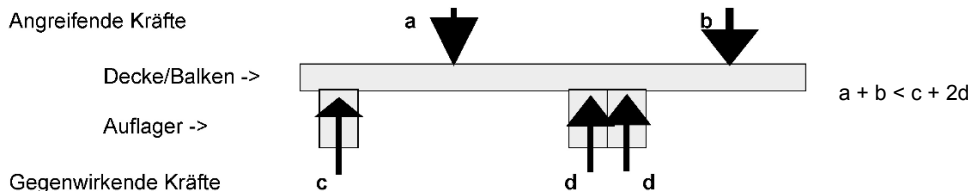


Bild 2.1 Kräfteschema an einfach ausgewählten Bauteilen

Durch dieses im Bild 2.1 aufgeführte „Kraftschema“ muss jedes Bauteil seine eigene „Gegenwehr“ an „Kraftabbau“ aufbringen. Damit entsteht in jedem Bauteil eine Art „System der inneren Kräfte“, das es mit der Statik zu berechnen gilt.

Diese inneren Kräfte werden im Wesentlichen unterteilt in Druck-, Zug- und Schubkräfte.

In einem Bauteil, das als Stahlbetonverbund aufgebaut ist, werden die **Druckkräfte vom Beton** und die **Zugkräfte vom Stahl** aufgenommen oder abgefangen. Deshalb muss der Stahl dort liegen oder im Beton dort eingebettet sein, wo das „Ziehen“ (eine Art der Verformung im Betonteil) zu erwarten ist, und der Beton dort, wo „Druck“ als Verformung erwartet wird.

Die Verformung „Zug“ ist im Betonteil vor allem auf den Außenflächen und -kanten zu erwarten. Der Leser soll sich dazu ein Brot gedanklich brechen und erkennt, dass der Riss von außen nach innen fortschreitet. Damit ist einfach erklärt, dass der Betonstahl vorrangig im Betonteil außen liegen muss, will er die im Betonteil entstehenden Zugkräfte aufnehmen. Das ist für die Bewehr-

rung wichtig, weil darin eine Begründung für die äußere Lage des Stahlgeflechts im Betonteil gegeben ist.

Völlig analog wird der Druckkraft begegnet, nämlich dort, wo sie auftritt, muss der Beton im Betonteil vorliegen. In Ausnahmen wird auch der Stahl zur Aufnahme der Druckkräfte ausgelegt – etwa bei Stützen durch die Längsstäbe.

Am Beispiel eines Unterzuges sind die Zug- und Druckkräfte wie im Bild 2.2 vorliegend.

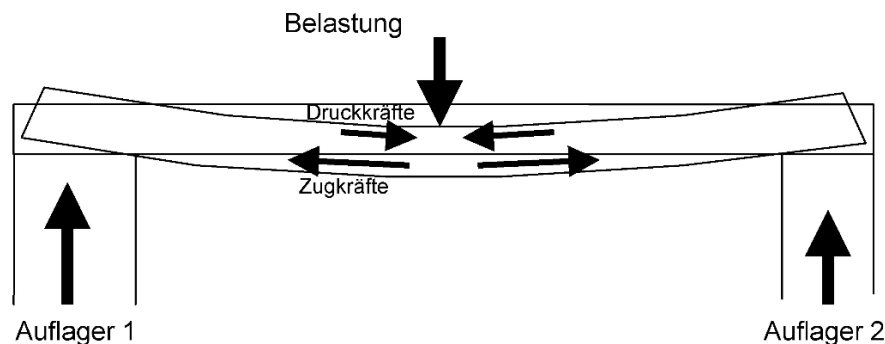


Bild 2.2 Kräfteschema am Balken oder Unterzug

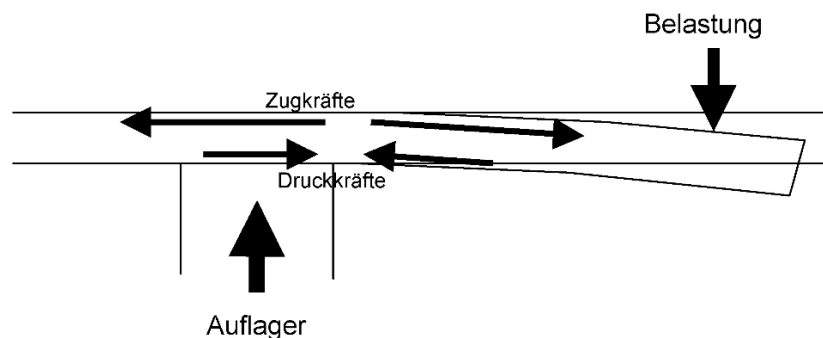


Bild 2.3 Kräfteschema am Kragarm

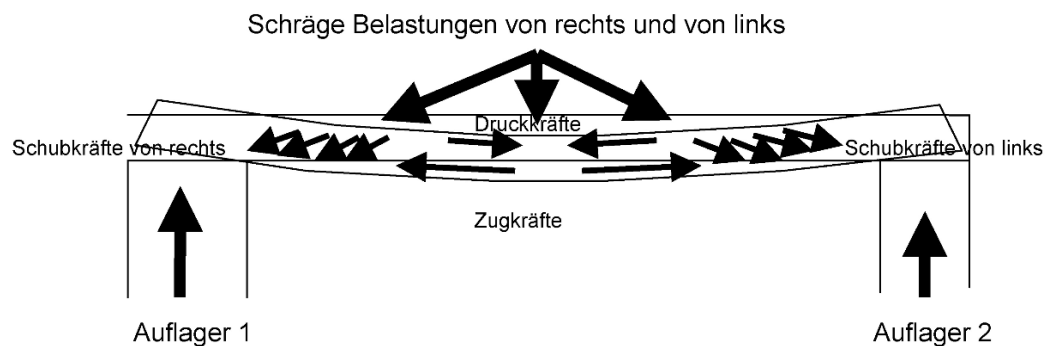


Bild 2.4 Kräfteschema an einer Decke oder einem Überbau

Im Unterzug treten die Zugkräfte im Wesentlichen in der unteren Lage auf, womit der Stahl in diesem Bereich am meisten einzubauen ist, während in der oberen Lage mehr Druckkräfte auftreten. Der Stahl muss dort das seitliche „Ausknicken“ hauptsächlich verhindern.

Genau umgekehrt ist das Verhältnis an einem Kragarm (überhängender Unterzug oder „Balkon“). Hier sind die Zugkräfte oben und die Druckkräfte unten (Bild 2.3) zu erwarten.

Die Schubkräfte treten bei Durchbiegungen oder auch seitlich schiebenden Belastungen auf eine Platte (etwa bremsende Fahrzeuge auf Brückenüberbauten!) oder einem Balken auf (Bild 2.4).

2.2 Die Kraftaufnahme und die Kraftverteilung im Geflecht

Eingangs sollen die einfachen Betonstahlpositionen zur Kraftaufnahme und zur Kraftverteilung betrachtet werden.

Dazu wird das Bild 2.5 anschaulich folgendermaßen interpretiert: Um die vorgenannten **Kräfte oder Verformungen** im Bauteil **abzufangen oder entgegenzuwirken**, muss der **Betonstahl** bestimmten **Formen** in gerader oder gebogener Ausführung, der **Betonstahlposition oder Biegeform**, genügen. Dabei gibt es Mindestformen, die die Zugkraft aufnehmen und verteilen wie im Bild 2.5 dargestellt.

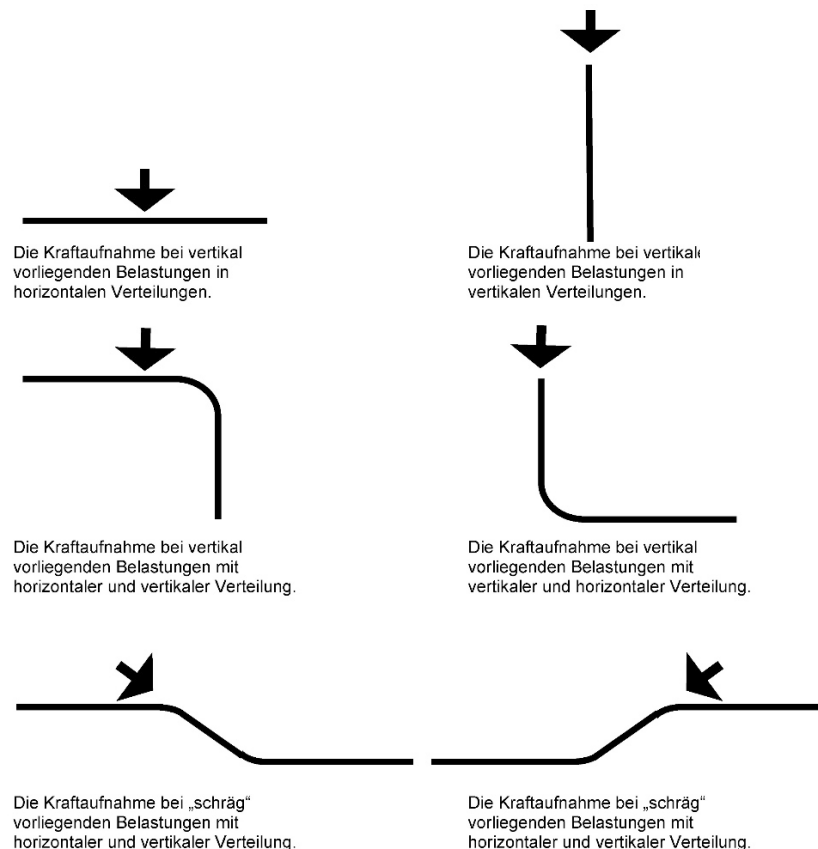


Bild 2.5 Die Mindestbetonstahlpositionen und -biegeformen zur Kraftaufnahme

Eine wesentlich größere und völlig ausreichende Systematisierung von Betonstahlformen zur Zugkraftaufnahme und Zugkraftverteilung ist im Bild 5.7 des Absatzes 5.2 wiedergegeben.

Die im Bild 2.5 genannten Mindestbiegeformen an Betonstahlpositionen müssen zu einem Geflecht zusammengesetzt oder -gebaut werden, um die komplette Kraftaufnahme und -verteilung im Geflecht (im Betonteil!) zu übernehmen.

Wie muss nun das Geflecht aus mehreren Betonstahlformen aufgebaut sein, um die Kraftaufnahme und die Kraftverteilung im Geflecht (im Betonteil!) zu gewährleisten?

Dazu wird das **Geflecht einer Hängebrücke** und seine Wirkung beim Begehen analysiert.

Wären nur zwei Seile über den Fluss gespannt, für jeweils einen Fuß gedacht, und zwei weitere Seile für die Führung der Hände, würden sich diese vier Seile nicht als Halt über den Fluss bewähren, sondern beim Betreten in alle Richtungen „ausknicken“ und zu einem riesigen Balanceakt für den Überquerenden führen. Durch das Verbinden der vier Seile mit Querseilen in gleich großen Abständen wird die „Konstruktion“ zu einer stabileren Tragleistung und zum Nichtausknicken der vier Seile gezwungen oder „ausgesteift“. Je mehr Seile längs (Zugseile) und quer (Verteilerseile) eingebaut und verknüpft werden, umso stabiler wird das Geflecht der Hängebrücke. Die Längsseile nehmen die Zugkräfte auf, während die Querseile als Lastenverteiler der Zugkraftaufnahme wirken (Bild 2.6).

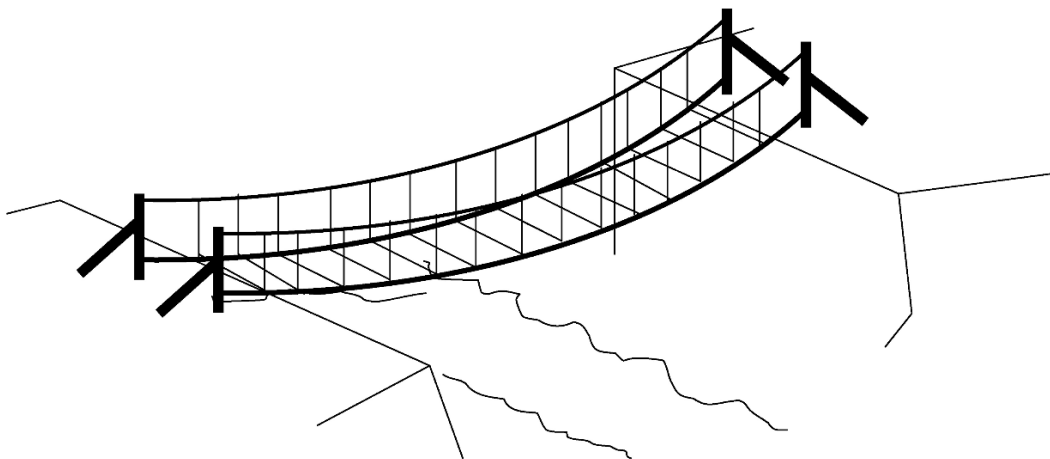


Bild 2.6 Prinzip von Zugseilen und Verteilerseilen an einer einfachen Hängebrücke

Ob nun mehr oder weniger, oder auch stärkere oder dünnere Seile eingebaut werden, hängt von der Belastung der Brücke ab. Die Lasten der Brücke sind dabei die gleichzeitig begehenden Personen plus die Eigenlast der Seile und Gehbahn plus die Wind- oder Wetterlasten (Seile saugen sich mit Wasser voll und werden schwerer!). Die Geh- oder Fahrbahn kann zum besseren Begehen einfach aus querliegenden Brettern gestaltet sein, die lediglich die Schrittweite oder das fahrende Rad in ihren Abständen zu beachten haben.

Ein **optimal ausgelegtes Geflecht** von Längs- und Querseilen hat genau die notwendigen Seile, die die erforderlichen Lasten aufnehmen können und die Gebrauchsfunktion optimal erfüllen, nämlich das Begehen oder Befahren der Brücke und etwa das Tragen von Rohren zum Wassertransport.

Für die weiteren Erklärungen sollte der Leser die vorgezeichnete Hängebrücke im Bild 2.6 gedanklich auf eine Ebene legen und sie ausbreiten (abwickeln), dann entsteht die im Bild 2.7 dargestellte „Mattenform“ (eine Hängematte, die zwischen Bäumen aufgespannt wird, hat das gleiche

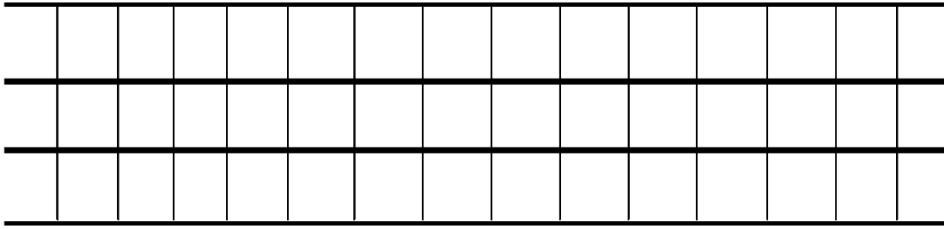


Bild 2.7 „Mattenform“ der (abgewickelten) Hängebrücke aus Bild 2.6

Herstellungsprinzip!), die die starken Längsseile als Zugseile erkennen lässt und die dünneren Lastverteilerseile zwischen den Zugseilen.

Völlig analog zu dieser Darstellung wird ein **Stahlgeflecht** im Stahlbetonbauteil aufgebaut.

Dazu soll eingangs eine Erklärung für die Ebene gegeben werden, um anschließend ein räumliches Geflecht als die Zusammenstellung mehrerer (mindestens sechs!) Ebenen zu erklären:

Der im Bild 2.5 erkannte gerade Stab zur Zugkraftaufnahme und -verteilung wird mehrfach in Abständen hintereinander in der Ebene angeordnet und darüber genau im rechten Winkel (orthogonal zueinander!) eine gleiche Anzahl gerader Stäbe. So wie oben am Einzelstab im Bild 2.5 dargestellt, wo die Kraft von einem Betonstab aufgenommen wurde, wird jetzt die Kraft im ebenen Geflecht aufgenommen und kreisförmig verteilt. Die Kraft tritt zwar punktförmig auf, verteilt sich in der Fläche aber nach allen Seiten gleich (kreisförmig wie im Bild 2.8).

Die angreifende Kraft wird nicht nur in eine Richtung durch das Prinzip kreuzweise liegender Stäbe aufgenommen, sondern in beide Richtungen (in die so genannte „x-y-Richtung“!). Die Kraft verteilt sich über alle Stäbe vom Mittelpunkt (Zentrum des Kraftangriffs) nach außen in alle Richtungen gleichmäßig. Sie springt gewissermaßen über die Verteilerstäbe von Zugstab zu Zugstab.

Das Bild 2.8 erklärt die Definition des Begriffs „**Zugstab**“ als denjenigen Betonstahlstab, der die auf das Bauteil einwirkenden Kräfte im Wesentlichen aufnimmt, und den des „**Verteilerstabes**“, der die angreifenden Kräfte auf mehrere Zugstäbe verteilt.

Dabei können die Zugstäbe stärker als die Verteilerstäbe in die Kraftübernahme einbezogen werden, indem die Zugstäbe stärker sind und enger verteilt liegen, oder aber auch beide Stabarten sind in die Kraftabtragung gleich einbezogen, indem sie gleich verteilt und gleich stark sind. Im letzteren Fall sind beide Stabarten logischerweise Zug- und Verteilerstäbe zugleich.

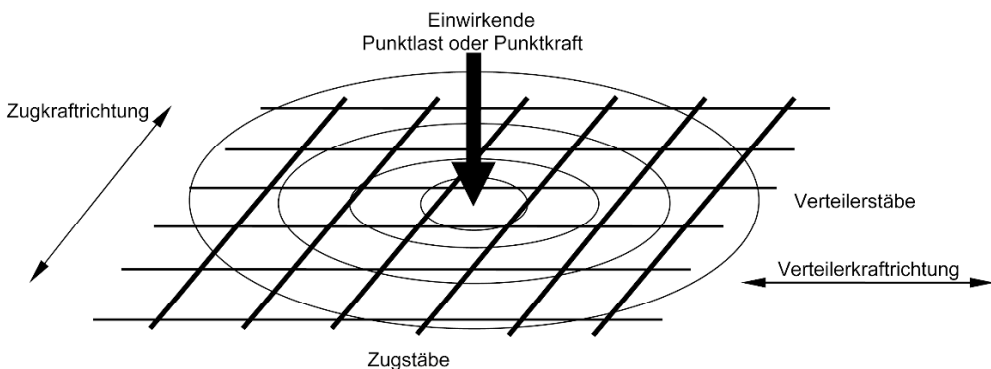


Bild 2.8 Wirkprinzip einer Lastenverteilung in einem ebenen Geflecht gerader kreuzweise liegender Betonstahlstäbe.

So kann auch die Belastungsmöglichkeit (Kraftabtragung!) der Hängebrücke sehr unterschiedlich ausgelegt werden. Einmal ist es das menschliche Schrittmaß, das die Teilung der Verteiler der Laufbahn bestimmt, zum anderen kann diese Teilung enger sein und können mehrere Tragseile für eine höhere „Begehrbarkeitsmenge“ der Brücke sorgen.

Aber auch aus der Anschauung des Stahlbetonverbundes heraus ergibt sich, dass der Beton bei beliebig großen Abständen der Betonstäbe keinen Halt dazwischen finden könnte. Danach darf aus der Erfahrung der Abstand maximal 15 cm sein (bei den Verteilerstäben dann maximal 25 cm). Dieser Abstand ist auch eine Konsequenz des Betonsschwindens im Zuge des Betonaushärtens. Ein solches Schwinden, was im Weiteren zur Betonrissbildung führt, wird bei Abständen kleiner bis gleich 15 cm weitestgehend ausgeschlossen.

Insofern ist die Geflechtkonstruktion eine Optimierung aus Durchmesserstärke der Betonstähle und deren (Ver-)Teilung im Geflecht.

Allgemein gilt, dass stärkere Stäbe eine weitere Teilung ermöglichen, während dünnere eine engere Teilung nach sich ziehen. Logisch ist aber sofort die Aussage, dass sich die Verwendung von starken oder geringen Stabdurchmessern mit einer weiteren oder engeren Verteilung sich auf die Produktivität des Geflechtaufbaus auswirkt. Stärkere Durchmesser und weitere Verteilungen sind immer produktiver. Beachtet werden muss aber, dass sich diese Verstärkung und Ausweitung der Stäbe auf die Rissbildung im Stahlbetonteil auswirkt, wie oben bereits ausgedrückt (siehe dazu auch Absatz 12).

Jetzt soll abschließend die Konstruktion des räumlichen Geflechts noch etwas genauer betrachtet werden, der Frage folgend, inwieweit nur die Durchmesser und die Teilung der Betonstahlstäbe eine Rolle spielen.

Analog der ebenen Matte (Bild 2.8) entsteht das räumliche Geflecht wie ein Stahlnetz, welches geometrisch dem Betonbauteil gleich ist. Jedes räumliche Geflecht ist, „abgewickelt“ oder an einer Stelle „aufgeschnitten“ und anschließend eben ausgelegt, immer eine ebene Matte mit unterschiedlichen Zug- und Verteilerstäben (Bild 2.9).

Aufgrund der Geometrie eines Betonteiles ist nicht jedes Geflecht eine Ansammlung von geraden und gebogenen Stäben, die die Statik erfordert, sondern auch eine von ergänzenden Stabstahlpositionen, die die Geometrie des Geflechts „unterstützen“ oder überhaupt erst ermöglichen. Dem-

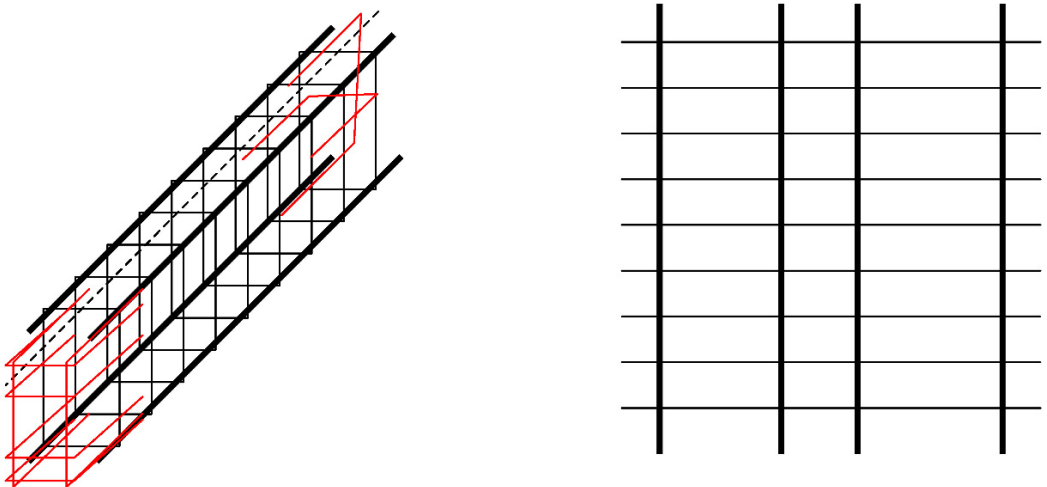


Bild 2.9 Ein Unterzuggeflecht, welches oben längs geschnitten die ebene Stahlmatte ergibt (ohne „Abrissbügel“).

nach gibt es **konstruktive Stabstahlpositionen** (im Bild 2.9 „rot“), die über die statische Notwendigkeit hinausgehen, und es gibt **statische Stabstahlpositionen**, die die Statik des Geflechts bestimmen.

Im Bild 2.9 sind die statischen Positionen „schwarz“ eingetragen, während die konstruktiven Positionen im Bild „rot“ gezeichnet sind (siehe auch weiter unter Absatz 5.2).

Der Einbau von konstruktiven Biegeformen im Geflecht resultiert auch aus dem Umstand des Schwindens des Betons beim Aushärten und den dadurch entstehenden Zugspannungen an der Betonoberfläche. Hier entstehen Risse, die das Betonstahlgeflecht entlang der Oberfläche des Betonteils verhindern oder minimal halten muss, um wiederum dem Betonstahl und dem Beton teil seine Langlebigkeit zu garantieren. Diese Tatsache kann aus dem Bild 2.9 abgeleitet werden. Ergänzt werden soll, dass die statischen Stabpositionen für die Rissbeschränkung hauptverantwortlich sind.

Zusammenfassend gilt die allgemeine Regel des Geflechtaufbaus (des Stahlverlegens):

Alle Betonstahlstäbe sind linear (gerade), planar (eben) und orthogonal (rechtwinklig) zueinander geordnet als Betonstahlgeflecht aufzubauen (zu verlegen), um die Kräfte optimal aufzunehmen und zu verteilen. Die Linearität, Planarität und Orthogonalität kann durch andere notwendige Einbauten (etwa Dübelleisten um die Stütze wie im Bild 2.10) durchaus „unterbrochen“ werden.



Bild 2.10 Die „Verlegeregeln“ im Bild erkennbar: Alle Stäbe sind linear, planar und orthogonal geordnet einzubauen.

2.3 Der erforderliche und der gewählte Stahlquerschnitt

Wie vorher beschrieben, muss in jedem Meterquerschnitt eines Geflechts die Querschnittsmenge an Stabstahl vorhanden sein, die zur Aufnahme und Ableitung der Kräfte, die auf das Bauteil wirken, notwendig ist. Bestimmt werden diese Querschnittswerte in cm^2/m , also auf einem Meterschnitt gedacht, über eine mathematische Rechnung, die so genannte FEM (die Finite Elemente Methode – die Methode der endlichen Elemente).

Die Erklärung der FEM ergibt sich über ein Netz aus kurzen kreuzweise verknoteten und über das Bauteil gespannten Stricken, so dass jeder Strick zwischen zwei Knoten straff und gerade liegt. Die Stricklängen und die Knoten müssen so kurz angeordnet sein, dass zwischen den Stricken ebene Flächen entstehen. Bei vielen Knoten und immer kürzeren Verbindungsstricken zwischen den Knoten wird eine relativ hohe Annäherung (Approximation) des Netzes an die Flächen eines jeden Objektes erreicht. Ein solches Netz von ebenen Flächen lässt sich in seinen Spannungspunkten bei äußeren Belastungen mit der FEM berechnen und die notwendige Querschnitte in cm^2/m je Fläche bestimmen.

Diese Stahlquerschnittssumme auf einen Meter Betonbauteil muss dann konstruktiv in Stäbe unterschiedlicher Durchmesser d_s und (Ver-)Teilungen t_s im Betonstahlgeflecht umgesetzt werden. Die konstruierte Querschnittsflächensumme der Betonstahlstäbe auf einem Meter wird bezeichnet mit A_S und berechnet durch

$$A_S = (d_s^2 \times \pi/4) \times (1/t_s) \quad \text{in cm}^2/\text{m}$$

wobei d_s in mm und t_s in cm eingegeben wird (siehe auch weiter unter Absatz 11.2).

Die Betrachtungen gelten in jede Belastungsrichtung. Wird die gleiche Belastung um 90° gedreht angenommen, so wird die gleiche gewählte Stahlmenge auch quer angenommen. Erfordert in dieser Richtung die Zugkraft keine Belastung, so werden Verteilerstäbe mit dem relativ kleinsten Stahldurchmesser und einer Mindestverteilung von kleiner gleich 25 cm eingebaut.

All die Stahlstäbe, die die Summe A_S erfüllen, werden „**statische Stabstahlpositionen**“ genannt, während die Stahlstäbe, die zur Vollkommenheit der geometrischen Kontur des Geflechts beitragen, „**konstruktive Stabstahlpositionen**“ genannt werden.

Insofern kann der Begriff des „**erforderlichen Stahlquerschnitts**“ definiert werden, der die Menge aller statischen Stahlpositionen im Geflecht mindestens umfasst, also die Summe A_S .

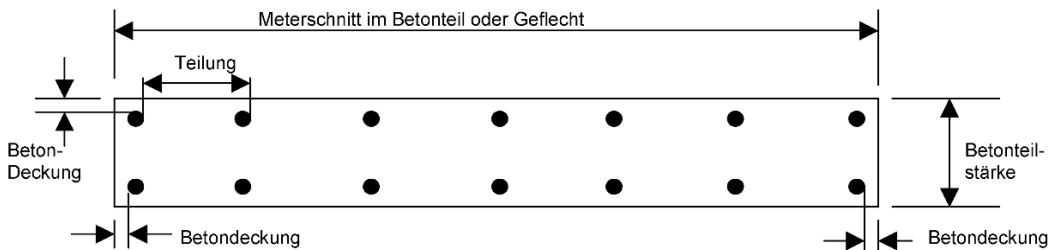


Bild 2.11 Der Meterschnitt im Betonteil mit den erkennbaren Stahlquerschnitten (obere und untere Lage)

In der Konstruktion und Herstellung eines Geflechts kann die Querschnittssumme A_S oftmals nicht exakt erreicht werden und muss durch eine Querschnittssumme A_S' mit der Bedingung

$$A_S < A_S'$$

gesichert werden, dann wird A_S' als der „**gewählte Stahlquerschnitt**“ definiert.

Der Sinn dieser Definitionen wird an zwei Beispielen des Baugeschehens wohl evident:

Im ersten Beispiel muss eine Decke auf der linken unteren Hälfte den **erforderlichen** Stahlquerschnitt von $7,048 \text{ cm}^2/\text{m}$ laut FEM garantieren. Daraus wird eine Matte mit $5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ plus die Zulagen in Form von Stahlstäben 8 mm mit dem Querschnitt von $0,5026 \text{ cm}^2$ aller 25 cm (also $100/25 = 4$ Stäbe auf einem Meter!) zum Einbau ausgewählt. Die Rechnung für den **gewählten** Stahlquerschnitt ergibt

$$5,24 \text{ cm}^2/\text{m} + 4 \times 0,5026 \text{ cm}^2/\text{m} = 7,2504 \text{ cm}^2/\text{m},$$

weil

$$7,048 \text{ cm}^2/\text{m} < 7,2504 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Im zweiten Beispiel soll ein Stabbündel von 15 Stäben mit jeweils dem Durchmesser 12 mm alle 10 cm auf einem kleinen Flächenabschnitt die Decke verstärken (Forderung der Abnahme!).

Am Bauplatz sind aber nur 10-mm-Stäbe bis zur Betonage verfügbar.

Der erforderliche Querschnitt von 15 Stäben Durchmesser 12 mm wird mit $15 \times 12^2\pi/4 = 16,9641 \text{ cm}^2$ bestimmt. Die vorliegenden 10-mm-Stäbe haben einzeln den Querschnitt von $10^2\pi/4 = 0,7854 \text{ cm}^2$. Also werden zur Einhaltung der Bedingung $A_S < A_S'$ von oben genau $16,9641/0,7854 = 21,5993$ Stück oder mindestens 22 Stück mit Durchmesser 10 mm benötigt, weil gilt

$$16,9641 \text{ cm}^2 < 22 \times (10^2 \times \pi/4) = 17,27825 \text{ cm}^2.$$

Die Praxis der Bewehrung lässt so manche Fehler entstehen, die aus Zeitgründen meist einer schnellen Behebung objektiv bedürfen. Hier spielt die Theorie um den gewählten und erforderlichen Stahlquerschnitt eine wesentliche Rolle. Von wem der Fehler ausgeht, ist vor Ort meist nicht entscheidend, das Entscheidende ist die schnelle Reaktion und die Behebung des Fehlers, um Zeitverluste im Bauzeitenplan nicht weiter in Kauf zu nehmen.

Zur vollständigen Beschreibung werden die konstruktiven Stahlpositionen in den Absätzen 5.2 und 8 tiefer betrachtet. Sind die statischen Stahlpositionen in der Konstruktion meist die ersten Zeichnungseinträge, werden die konstruktiven Stahlpositionen oft erst im Nachgang eingetragen und erhöhen unnötig die Anzahl und die Stückzahl der Stahlpositionen im Geflecht, womit sie mitverantwortlich für die Schwierigkeit des Geflechts sind.

3 Kleine Betonstahlkunde

3.1 Die Herstellung des Betonstahls

In den letzten zwei Jahrhunderten entwickelte sich aus dem bisher bekannten Eisenschmelzen die Erkenntnis, dass über das Induzieren von reinem Sauerstoff die Qualität „Stahl“ erzeugt wird.

Durch neue Technologien wie das Lichtbogenschmelzen konnte der Recyclingprozess mit dem Einschmelzen von Altstahl oder Schrott entwickelt werden.

Heute liegt die Herstellungsdauer von Stahl inklusive Schrotteinfüllung, Einfüllen der Zuschläge und der Sauerstoffzufuhr im Schmelztiegel bei etwa 50 Minuten.

Nach der Stahlschmelze fließt der Stahl bei etwa 1700 °C in die Stranggussform und wird zur so genannten Bramme oder dem Knüppel gegossen. Diese Gussform ist geometrisch ein lang gestreckter Quader und je nach Endform der Walzung in unterschiedlichen Abmessungen von etwa 10 × 10 cm im Querschnitt und 10 m lang – bei Betonstahl – bis hin zu 0,5 × 0,5 × 2 m kurz – bei Blechen.

Das Stranggussverfahren ermöglichte das Zwischenlagern und spätere Auswalzen der Bramme im Walzwerk zu Stahlhalbzeugen. Dieser Zwischenschritt wurde technologisch notwendig, einmal, um die Pufferzeiten zwischen einer optimalen Ofenauslastung und der Walzstraße herzustellen, und zum anderen, um die zwei Produktionskapazitäten unterschiedlich nach Bedarf auszulasten.

Mit dieser Entwicklungsstufe wurde die Produktivität und die Qualität der Stahlerzeugung wesentlich angehoben und die moderne Volkswirtschaft um eine Arbeitsteilung bereichert, nämlich die Bramme als das Produkt des Stahlwerkes und das Stahlhalbzeug als das Produkt des Walzwerkes. (Bild 3.4)

Einige technische Werte für die Herstellung des Betonstahls: Die Temperatur unter dem Lichtbogen im Ofen beträgt etwa 1700 °C. Der Ofen selbst fasst mindestens 100 t Schrott, von denen etwa 90 t zum Strangguss fließen, die Differenz ist Schlacke oder Abfall. Die Bramme wird nur an der Luft abgekühlt und zwischengelagert, bis sie entweder zu einem weiter gelagerten Walzwerk transportiert wird oder in einem Heizofen vor der Walzung auf etwa 1100 °C wieder aufgeheizt wird. Bei dieser Temperatur rast sie mit etwa 50 bis über 100 km/h durch die Walzstraße, um zur Betonstahldurchmessergröße gewalzt zu werden.



Bild 3.1
Die Stahlerzeugung mit dem Einfüllen von Zuschlägen am Elektroschmelzofen



Bild 3.2
Der Beginn des Auswalzens der Bramme oder des Knüppels zum Betonrundstahl bei ca. 1300 °C



Bild 3.3
Eine Walzvorrichtung in der Walzstraße zur Herstellung von Betonrundstahl

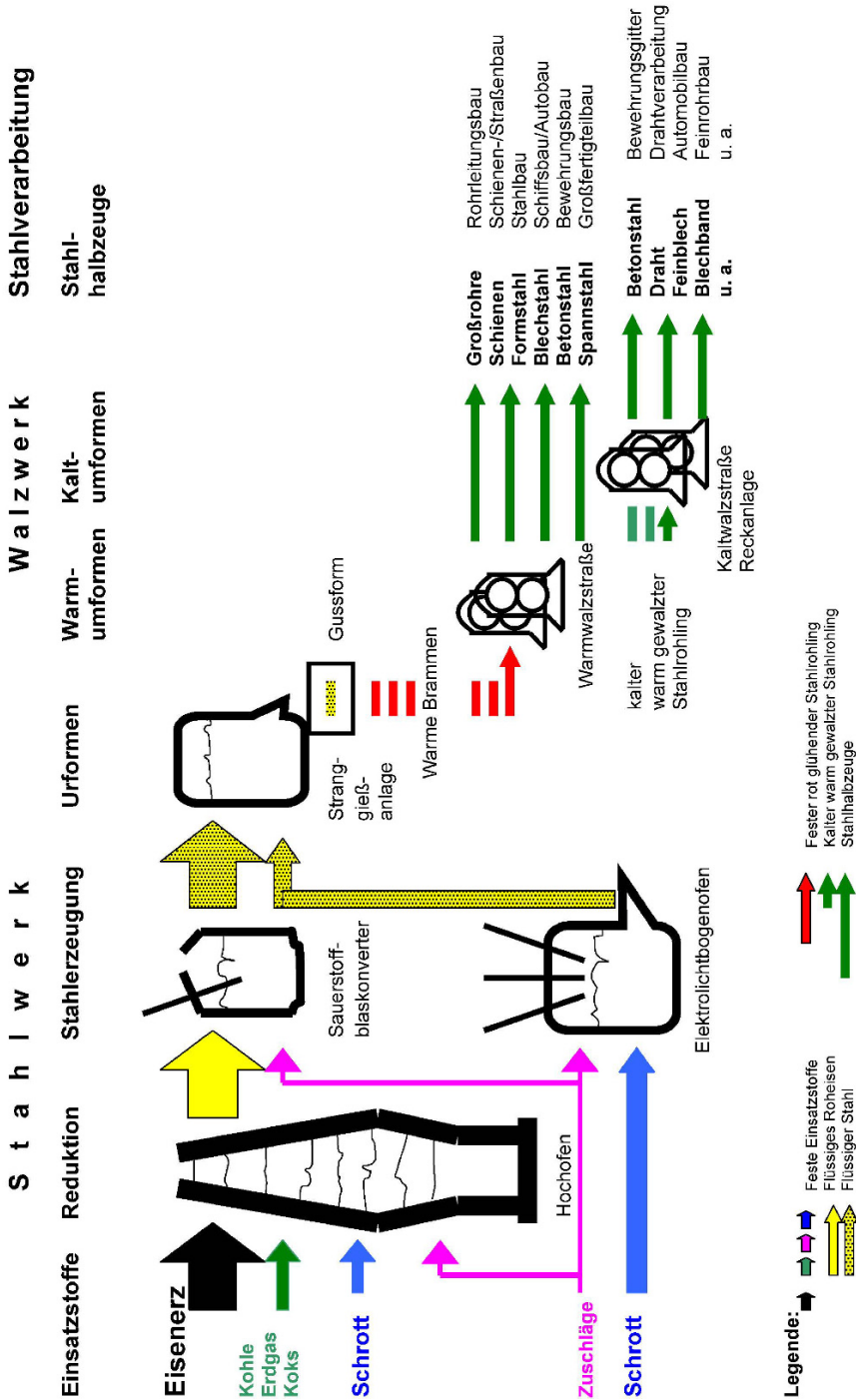


Bild 3.4 Prinzip der Stahlhalbzeugproduktion (Weltjahresproduktion mit 1 Mrd. t Roheisenproduktion, 1,4 Mrd. t Rohstahlproduktion, dar. 400 Mio. t im Elektrolichtbogenofen, dar. 80 Mio. t Betonstahl!)

3.2 Die Eigenschaften des Betonstahls

Es gilt die Definition: **Stahl ist Eisen plus Kohlenstoff plus Zuschläge**, wobei Menge und Relation aller Bestandteile die **Eigenschaften des Stahls**, wie Festigkeit, Verformbarkeit, Bearbeitbarkeit, Biegbarkeit, Schweißbarkeit u. a. bestimmen.

Stahl in Stabform mit einer Mindeststreckgrenze von **500** Newton pro mm^2 Querschnittsfläche (N/mm^2) heißt **Betonstahl** und wird bezeichnet mit **B500**. Weitere Betonstahlformen, so auch der **Gewindestahl**, unterscheiden sich nur in der Nummerierung, die die Streckgrenze bezeichnet.

Die Eigenschaften Festigkeit, Bearbeitbarkeit, Biegbarkeit, Schweißbarkeit stehen als Synonym zueinander und werden im Folgenden als **Verformbarkeit** des Stahls (Betonstahls) betrachtet.

Unabhängig von der Produktivität der Elektrolichtbogentechnologie im Schmelzprozess wurde die Qualität des erhaltenen Betonstahls durch unterschiedliche Zuschläge und die Verwendung unterschiedlicher Schrottqualitäten in der Schmelze sukzessive erhöht und damit seine Anwendung universeller gestaltet. Es entstanden so verschiedene Güteklassen für Betonstahl, die in der Streckgrenze variieren und teilweise über 800 N/mm^2 liegen.

3.2.1 Duktilität des Betonstahls

Zur Weiterbearbeitung von Betonstahl ist die Kenntnis der Verformbarkeit wichtig. Zum einen ist der in die Bearbeitungsstufe eingehende Verformbarkeitswert des Betonstahls wichtig, und zum anderen ist der auf Grund der Bearbeitung des Betonstahls erzielte Ausgangswert oder Restwert der weiteren Verformbarkeit notwendig zu wissen. Die Kenntnis dessen lässt den Bearbeitungsprozess oder darauf aufbauende Prozesse, in denen der Betonstahl eingeht, besser beurteilen und steuern.

Jede Bearbeitungsstufe zur Verformung des Betonstahls schwächt seine Gefügestruktur und vermindert seine Qualität. Mehrere Bearbeitungen an der gleichen Stelle im Betonstahl machen ihn „spröde“ und teilweise unbrauchbar. Insofern ist die Werteverfolgung der inneren Qualität des Betonstahls über die Bearbeitungsstufen bis zum Einbau in das Betonteil sehr wichtig und von großer Bedeutung für die Bewertung des Stahlbetonverbundes insgesamt.

Ein spezieller Wertausdruck der Verformbarkeit des Betonstahls ist die Duktilität.

Die Duktilität wird mit den Kenngrößen Streckgrenze und Zugfestigkeit begründet.

Es gilt: Die **Streckgrenze R_e** wird definiert als „**der Beginn der bleibenden Verformung**“.

Die **Zugfestigkeit R_m** wird definiert als „**die Rissgrenze des Betonstahls**“.

Die Veranschaulichung der zwei Qualitätswerte Streckgrenze und Zugfestigkeit geht aus einem einfachen Zugversuch „in der Vorstellung“ hervor: Danach wird ein Stab an zwei Enden immer von zwei sich verstärkenden Kräften (Zugkräfte) gezogen. Nach einer geraumen Zeit beginnt sich der Stabstahl einzuschnüren und wird bei einer noch stärkeren Zugkraft dann zerreißen (Bild 3.5).

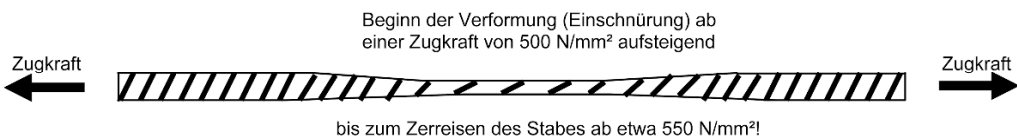


Bild 3.5 Physische Veränderungen in einem durch Zugkraft auseinandergezogenen Betonstahlstab

Aus der Veranschaulichung des Bildes 3.5 gilt die einfache Relation

$$R_m > R_e \quad \text{oder} \quad R_m/R_e > 1$$

Definition: Der Quotient R_m/R_e wird als Streckgrenzenverhältnis bezeichnet und ist neben der Gleichmaßdehnung ein Maß für die **Duktilität**.

Die Duktilität ist ein Gradmesser der Bearbeitungsvielfalt des Betonstahls. Der Betonstahl ist umso dehnbarer oder biegsamer, je größer dessen Duktilität ist, also je höher die Zugfestigkeit (Rissgrenze) von der Streckgrenze entfernt ist. Diese Entfernung bringt die „**Bearbeitungsvielfalt**“ zum Ausdruck.

Zum anderen soll der Betonstahl auch nach der Verformung in seiner Stellung verharren ohne in die Ausgangslage zurückzukehren (Rückspanneffekt – Federstahl) oder nach einer fest definierten Bearbeitung oder Beanspruchung in die Ausgangslage zurückkehren. Er muss demnach eine gewisse „**Verharrungsqualität**“ nach der Bearbeitung oder Beanspruchung aufweisen, ohne den Ausgangszustand „B500“ zu verlassen.

Mit der DIN EN 1992-1-1 werden zwei Duktilitätsklassen definiert, nämlich die

Normalduktilität, wenn $D = R_m/R_e > 1,05$ und die

Hochduktilität, wenn $D = R_m/R_e > 1,08$

die die vorher aufgeführten Qualitätsmerkmale aufweisen lassen.

Da die DIN EN 1992-1-1 weiter für Betonstahl die Mindestbedingungen $R_e \geq 500 \text{ N/mm}^2$ und $R_m \geq 550 \text{ N/mm}^2$ fordert, muss bei Normalduktilität der Betonstahl den Streckwert von $R_e \geq 550/1,05 = 523,8 \text{ N/mm}^2$ mindestens annehmen und bei Hochduktilität den von $R_e \geq 550/1,08 = 509,3 \text{ N/mm}^2$.

Anders ausgedrückt heißt das, dass die Streckgrenze immer über 500 N/mm^2 liegt. Eine Aussage, die den Betonstahl höher bewertet als eigentlich vermutet.

Die Duktilitätswerte warm gewalzten Betonstahls liegen in der Regel oberhalb von 1,1 (s. dazu auch am Ende von Absatz 3.2.3.2). Damit ist die Zugfestigkeit des warm gewalzten Betonstahls oberhalb von 550 N/mm^2 , weil die Streckgrenze den Mindestwert von 500 N/mm^2 einhalten muss.

Die **Interpretation** der Duktilität lässt in ihrer Ableitung den Ausdruck der Verformbarkeit erkennen.

Es gilt: **Hochduktiler Betonstahl bietet weit mehr „Spielraum“ für die Bearbeitung oder die Verformbarkeit als normalduktiler Betonstahl.**

Die in Deutschland hergestellten Betonstähle liegen oft in den Zugfestigkeiten sogar über 600 N/mm^2 und in der Streckgrenze über 550 N/mm^2 , weil unterschiedliche Gruppen an Betonstahl erforderlich sind, um etwa sehr hohe Gebäude oder anspruchsvolle Bauwerke zu errichten.

So wird beispielsweise auch der Betonstahl mit Gewinderippung in diesen Werten geschmolzen und gewalzt, während die Gewindestäbe in den Durchmessern über 40 mm (Erdanker u. a.) sogar über die Werte von 800 N/mm^2 hinausgehen können.

Der spezielle rostfreie Betonstahl der Sorte „Rippinox“ hat die Zugfestigkeit von etwa 800 N/mm^2 und die Streckgrenze von etwa 650 N/mm^2 , also einen Duktilitätswert von etwa 1,23.

Die Streckgrenze und die Zugfestigkeit, in der Folge die Duktilität, sind stetige Überwachungswerte der Eigen- und Fremdkontrolle aller Stahlweiterverarbeiter und speziell aller Betonstahlweiterverarbeiter, womit sich der Abnehmer (Kunde) stets von der Qualität des abgenommenen Betonstahles in Protokollen unterweisen lassen kann.

Es gilt die Festlegung, dass am Bauobjekt mindestens normalduktiler Betonstahl verwendet wird. Das ist deshalb wichtig, weil ansonsten die Belastung und Verformbarkeit, die in der statischen Bestimmung der Stahlmenge vorausgesetzt wird, nicht mehr zur statischen Annahme im Stahlbetonverbund gegeben ist (vgl. dazu Absatz 4.4), während für ausgewählte höherwertige Bauobjekte auch die Duktilitätsklasse B und weiter gilt.

Zur Unterscheidung trägt normalduktiler Betonstahl das Zusatzzeichen „A“, während hochduktiler Stabstahl das Zeichen „B“ trägt, also steht B500A für normalduktilen und B500B für hochduktilen Betonstahl.

Die Weiterbearbeitungsprinzipien des Betonstahles ergeben sich zweigeteilt durch **kalt gewalzten** und **warm gewalzten** Betonstahl.

Es ist technisch nicht unproblematisch, dünne Stäbe ($d_s < 10\text{ mm}$) warm auszuwalzen. Es wird deshalb der Stabdurchmesser bis auf etwa 10 mm warm gewalzt, und danach werden die dünneren Durchmesser durch kaltes Auswalzen (dem so genannten Recken!) erreicht.

Es gilt: **Betonstahl kann in Abhängigkeit von seiner Güte unterschiedlich beansprucht und damit unterschiedlich bearbeitet oder verformt werden.**

3.2.2 Rippung des Betonstahls

Die Betonstahlrippung hat mehrere Funktionen. Erstens ist es die der Kennzeichnung des Betonstahls und zweitens die Verankerung im Beton.

Die Kennzeichnung wird in der Folge der Rippen auf dem Stab mit zwei stärkeren Rippen begonnen und die Kennzahl des Herstellerlandes und der Firma als Zehner- und Einerzahl in der Anzahl der Rippen nacheinander jeweils aufgezählt.

So produziert das Stahlwerk „Kehl am Rhein“ (Bild 3.6 unten) Betonstahl mit der Kennzeichnung Eins (1) für Deutschland und der Einundzwanzig (21) für das Stahlwerk selbst (Rippung Bild 3.6 oben).

Am Bauobjekt muss jede Stahlposition geschnittener, gebogener und verschweißter Betonstahl etikettiert vorliegen, um seinen Verarbeitungsweg und dessen Zertifizierung verfolgen zu können. Diese Aussagen zum Hergang des Betonstahls braucht der „Geflechtabnehmer“ zur Beurteilung der verwendeten Stahlqualität am Bauobjekt.

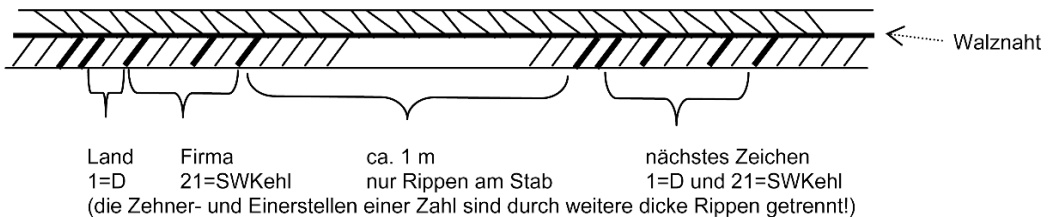


Bild 3.6 Symbolische Darstellung des Herstellerwerkes durch die Rippenfolge auf dem Stabstahl



Bild 3.7 Gegenüberstellung der Biegeformeneinsparung am gerippten Betonstahl

Die Rippung des Betonstahles als Verankerungsfunktion im Beton, ist eine wichtige produktive Eigenschaft. Der bei glatten Stäben notwendige Endhaken zur Verankerung (Bild 3.7 rechts) entfällt mit der Rippung des Stabes (Bild 3.7 links) und ist demzufolge schneller hergestellt.

Dieser Vorteil der Rippung hat aber auch Nachteile!

So hat einmal der Betonstahl – oft auch als **Riffelstahl** bezeichnet – durch seine Rippen **beim Bewegen über Gegenstände** auf der Baustelle das Reiben und Schleifen zum Nachteil. Das kann zu wesentlichen Qualitätsbeeinträchtigungen in anderen Gewerken führen und ist beim Transport strengstens zu beachten.

Weiter ist der gerippte Betonstahl **beim Biegen nicht mit der gewünschten Genauigkeit** gegeben, weil zwischen der Materialerhebung (Rippung) und dem Biegedorn größere Toleranzen bestehen, die die Biegung beeinflussen. Besonders auch durch die mittig sitzende Walznaht (siehe oben). Zum anderen sind Rippen Schwachstellen für das Stahleinreißen (hohe Rissempfindlichkeit) beim Biegen.

Zum anderen beeinflusst die Rippung, durch den Unterschied von **Nennmaß** und **tatsächlichem Maß**, entscheidend die Maßketten im Betonstahlgeflecht. Das Nennmaß fungiert als das wirkliche Maß des Stabkerns, während das tatsächliche Maß das lichte Maß oder das erhobene Maß ist. Dieses tatsächliche Maß ist beim Über- oder Nebeneinanderlegen von Betonstahl zu beachten, weil sich der Unterschied von ca. **+ 13 %** teilweise erheblich beim Geflechtaufbau auswirkt (Absatz 5.1).



Bild 3.8 Die Rippung zeigt die Kompliziertheit der Maßketteneinhaltung im Stabüber- und -nebeneinander im Geflecht

Die Überlappungs- oder Überlegungshöhe von +13 % muss der Bewehrer in seinen Rechnungen beim Geflechtaufbau (Maßketten im Geflecht – Absatz 7.3) beachten, will er die Betondeckung des Betonteils oder die Abmaße des Geflechts in der Schalung auch exakt einhalten.

3.2.3 Verformung des Betonstahls

Die Verformung oder Bearbeitung von Stahl zur eigentlichen Gebrauchsgebung hat sich ebenfalls in den letzten zwei Jahrhunderten mit dem Einsetzen der Industrialisierung wesentlich weiter entwickelt und kann in zwei Klassen eingeteilt werden, nämlich in die **spanlose** und in die **spangebende Formgebung oder Verformung**. Die spanlose Verformung ist genau deshalb von besonderer Bedeutung, weil sie kein Material verbraucht, sondern den Stahl als geschlossenes Ganzes in seiner Gebrauchsfunktion erhält, ihn nur verformt oder nur biegt, weshalb die Verformung auch nur mit den Begriff „Biegen“ beschrieben wird.

Zu den spanlosen Formgebungen werden das Biegen, das Schmieden, das Recken, das Tiefziehen, das Stanzen u. a. gezählt, während zur spangebenden Verformung das Drehen, das Fräsen, das Schleifen, das Hobeln, das Läppen u. a. gezählt werden.

Die spanlose Formgebung ist wirtschaftlicher, weil sie kein Material verbraucht. Dafür kann sie einen sehr hohen Krafteinsatz fordern. So erfordert beispielsweise das Biegen eines Betonstahlstabes im Durchmesser von 28 mm eine Kraft von etwa 1 t Drehmoment, während das Tiefziehen einer Blechplatte von 0,8 mm Stärke mit 2×3 m-Grundfläche für Karosenteile etwa 900 t Presskraft fordert.

Die Gebrauchsfunktion des Betonstahles ist in unserem Falle das Bewehrungsgeflecht, das aus vielen geraden und gebogenen Stäben zusammengesetzt, und demzufolge die spanlose Formgebung nutzt, nämlich das **Trennen** (Kerben und Brechen) und das **Biegen**.

Weiter kann die **spanlose Verformung** im Stahl und Betonstahl **warm** oder/und **kalt** erfolgen.

Es ist evident, dass das Warmverformen mit weniger Krafteinsatz einhergeht als das Kaltverformen.

Insofern werden größere Stahlhalbzeuge (siehe Bild 3.4), wie beispielsweise auch Betonstahl über 10 mm Stabdurchmesser, oder alle Formstähle immer warm gewalzt werden. Wo hingegen der 6-mm-Stab in einem zweiten Arbeitsprozess aus einem 10 mm warm gewalzten Stab bis zu 6 mm kalt gewalzt oder gestreckt (man sagt „gereckt“!) wird.

3.2.3.1 Kaltverformungsprinzipien

Aus der vorherigen Betrachtung gibt es demnach die **spanlose Kaltverformung** und die **spanlose Warmverformung** als die zwei **Grundprinzipien** der Verformung.

Beim **Kaltverformen** – dazu zählen das Biegen und Recken von Betonstahl – werden die Atomkristalle als die kleinsten Elemente des Werkstoffes Stahl in ihren Strukturen untereinander immer mehr verschoben, je stärker oder intensiver der Verformungsprozess verläuft.

Der Betonstahl verändert mit zunehmender Verformung seine Werkstoffstruktur und damit seine Streck- und Zugfestigkeit. Wird er einer unbegrenzten Beanspruchung – etwa dem ständigen hin und her biegen – ausgesetzt, wird er spröde und zerreißt schließlich.

Das Kaltverformen kann deshalb nicht beliebig erfolgen und muss gewissen Gesetzen oder Bedingungen unterliegen, will es ordnungsgemäß und nicht verletzend für den Stahl ausgeführt sein. Diese Grundsätze wurden in jahrzehntelangen Erprobungen und Erfahrungen gesammelt und schließlich über Generationen weitergegeben und in Gesetzen (in der DIN und in Lehrbüchern) niedergeschrieben.

Es gilt die **Hauptregel der Kaltverformung (Biegeradienprinzip)**:

Je stärker oder dicker der Betonstahl ist, umso weniger darf er kalt verformt werden oder umso größer muss der Verformungsradius oder Biegeradius sein.

(Achtung: Für die weitere tiefere Behandlung des Fachstoffes in diesem Buch ist die nachfolgende Erklärung zu den Bildern 3.9 bis 3.11 von entscheidender Bedeutung und sollte vom Leser eingehend studiert werden, will er die weitere Stofffülle der Bewehrungstechnik verstehen!)

Zur Erklärung der Regel der Kaltverformung gilt das Bild 3.9. Dazu soll ein Betonstahlstab mit beliebigem Querschnitt fest unverrückbar eingespannt sein, der mit einer wiederum beliebigen Kraft um 90° kalt gebogen werden soll. Der Betonstahl nimmt nur dann den rechten Winkel an, wenn der Stahlquerschnitt und die Betonstahlqualität mit dem eingespannten Biegedorn ein vernünftiges Verhältnis eingeht.

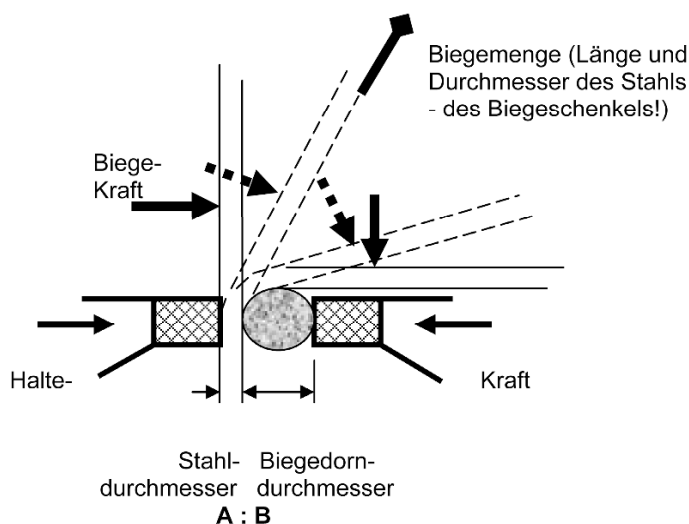


Bild 3.9 Das Prinzip der Kaltverformung von Betonstahl

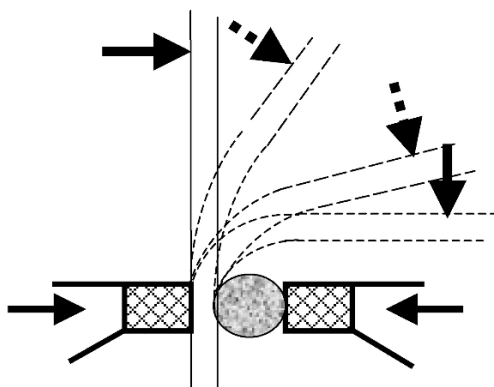


Bild 3.10

Das Prinzip der Kaltverformung von Betonstahl mit unterschiedlich ansetzenden Biegekräften und Biegemassen

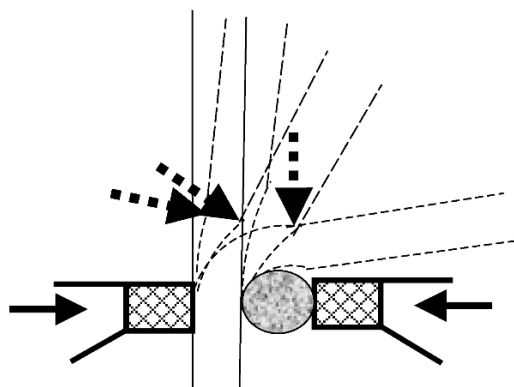


Bild 3.11

Zum anderen müssen die zum Biegevorgang ansetzende Biegekraft plus die Biegegeschwindigkeit und die zu biegende Stahlmenge ein vernünftiges Verhältnis eingehen, wenn der Biegevorgang über den Biegedorn exakt gelingen soll. Das ist im Vergleich leicht erkennbar, indem im Bild 3.10 das zu weit vom Biegedorn entfernte Ansetzen der Biegekraft einen größeren als den gewünschten Biegeradius erreicht und im Bild 3.11 der erreichte Knickeffekt bei zu nahem Ansetzen der Biegekraft mit hoher Biegemasse am auslaufenden Biegeschenkel deutlich wird. Im ersten Bild 3.10 ist es die Konsequenz der **Verharrung der Biegemasse** und im zweiten Bild 3.11 der **Trägheit der Biegemasse**.

Zusammenfassend heißt das, dass der (Beton-)Stahl nur dann ohne Schaden und exakt gebogen wird, wenn der Biegedorndurchmesser im richtigen Verhältnis zum Stahldurchmesser steht und wenn der Biegekraftansatz mit der Biegegeschwindigkeit ebenfalls im richtigen Verhältnis zur Stahlmasse (dem Biegeschenkel!) steht.

Für die weitere Vertiefung des Vorgenannten soll noch Folgendes bemerkt werden: Ist das vorherige Verhältnis **A:B** mit zu kleinem B angesetzt, so wird die Biegung keine exakte Kurve um den Dorn annehmen, sondern viel mehr einen größeren Bogen beschreiben (etwa analog dem Bild 3.10!), weil die Stahlmassen am Innenradius sich nicht einfach verteilen können. Sie werden ineinander gestaucht, was ohne Konsequenzen (Rissbildung am äußeren Radius!) nicht möglich ist. Einen Zustand, den jeder Metallbaulehrling erleben musste, wenn er Stahl mit hohem Querschnitt im Schraubstock einspannte und das „Umbiegen über die Backenkante“ mit einem großen Hammer erzwingen wollte. Im Nachhinein stellte er Materialrisse am äußeren Biegeradius fest.

Weiter gilt, dass für das Verhältnis A:B die Stahlqualität eine große Rolle spielt. Es ist nicht nur die Größe des Querschnittes, sondern auch die Verformbarkeit des Stahles. Das Verhältnis ist nur dann richtig, wenn zwischen dem Stahlquerschnitt plus der Stahlgüte einerseits und dem Biegedorndurchmesser andererseits „Harmonie“ besteht. Selbst die hochduktilen oder normalduktilen Betonstahlqualität erkennen „Profis“ im Schneide-, Sortier- und Biegeprozess.

Vorsicht ist generell geboten, wenn der Hammerschlag zum Ausrichten einer Biegung angesetzt wird. Weil dieser die Materialstruktur immer beeinflusst, darf er nicht auf einer Biegung vollzogen werden.

Die Biegegeschwindigkeit und der Biegekraftansatz sind mit gleichem Inhalt zu interpretieren.

Das heißt, dass für jeden zutreffenden Biegefall der Stahlquerschnitt und die Stahlgüte den Biegedorndurchmesser, die Biegegeschwindigkeit und den Biegekraftansatz definieren.

Eine spezielle Kaltverformung ist das **Richten des Betonstahls vom Coil**.

Es ist eine Bearbeitungsstufe unmittelbar vor dem Biegeprozess und wird unter dem Absatz 4.3, dem CNC-Biegen, speziell behandelt.

Aus dem Unterschied von kalt (B500/KR) und warm (B500/WR) gewalztem Betonstahl, der jeweils als Coil geliefert wird, wird die Weiterverarbeitung im Richtprozess zum Gradmesser der Qualität. Der kalt gewalzte Betonstahl auf Coil hat oftmals nicht die Ergiebigkeit in der Duktilität, um nach dem Richt- und Biegeprozess die Duktilität wesentlich über 1,05 zu erreichen.

Zum anderen wird Betonstahl ab 10 mm warm gewalzt und auf Coils gewickelt, um ihn in der Weiterverarbeitung unter 10 mm kalt in die gewünschte Dimension zu strecken (recken!).

Wegen der vorherigen Aussagen ist seine Weiterverarbeitung streng zu kontrollieren, soll die DIN EN 1992-1-1 mit der gewünschten Duktilität eingehalten werden.

Weil die DIN EN 1992-1-1 den Einbau von Betonstahl B500 in der Mindestgüte $D > 1,05$ auf deutschen Baustellen fordert, wird die Zertifizierung (die verkaufte Stahlqualität) der Betonstahlhersteller und der Betonstahlweiterverarbeiter öffentlich an jeder Stahllieferung (Etikettierung) gefordert.

Völlig analog ist das Richten von Blechen oder anderen Stahlerzeugnissen (etwa Schienen) zu sehen. Je mehr Walkungen oder auch „Hammerschläge“ diesen Prozess ausführen, umso mehr

„bauen“ sich innere Spannungen auf, die wiederum zu anderen „Verwerfungen oder Unebenheiten“ im Stahl führen.

Der Richtprozess wird so zu einem wesentlichen Teil der Bearbeitung und hat seine eigenen Gesetze, auf die hier nur andeutungsweise hingewiesen werden konnte, die aber für die Qualität des Stahls und besonders des Betonstahls von großer Bedeutung sind.

3.2.3.2 Warmverformungsprinzipien

Die Regeln der Warmverformung zeigen sich umfangreicher als die der Kaltverformung. Beim **Warmverformen** werden die inneren Strukturen relativ stark beeinflusst und führen teilweise zu starken Qualitätsunterschieden. Die Festigkeit des Stahls wird besonders durch Wärmeeinwirkung oberhalb 600 °C beeinflusst und stellt mit der Verformung durch Biegen eine komplexere Beanspruchung an den Stahl dar als das Kaltverformen.

Deshalb gilt es, einige Gesetze der Warmverformung zu kennen und dann zu beachten und grundsätzlich nur von einem Fachmann oder in dessen Beisein ausführen zu lassen.

Verantwortlich für die Strukturänderung des Stahles ist das Aufwärmen und anschließende Abkühlen des Stahls. Dieser Prozess muss in einem fest fixierten und determinierten Zeitraum verlaufen, soll der Stahl nicht an seiner inneren Qualität, der Kristallstruktur, wesentlich verlieren. Die Qualitätsminderung drückt sich in einer Art „Weichheit“ (ausgeglühter!) oder „Sprödhheit“ (gehärteter!) des Stahls aus.

Der Stahl, und besonders auch der Betonstahl, muss nach jedem Aufwärmen, ganz gleich bis zu welchem Grade, immer wieder wärmetechnisch „aushärten“, also in einem Abkühlungsverfahren nachbehandelt werden.

Der Betonstahl mit seiner Festigkeit von 500 N/mm² wird um so wertloser, je mehr Erwärmung und Aushärtung falsch zueinander verlaufen. Die DIN EN 1992-1-1 legt fest, dass warm behandelter Stahl generell mit 220N/mm² im Statikansatz zu berechnen ist.

Es gilt die nachfolgende allgemeine **Regel der Warmverformung**:

Stahl darf möglichst nur einmal erwärmt werden, um ihn verformungstechnisch zu behandeln. Der Warmverformungsprozess „Aufwärmen – Verformen – Abkühlen“ muss zeitlich sehr kurzgehalten werden und darf nur unter fachmännischer Anleitung (Arbeitsrichtlinie) geschehen. (Solche „Anleitungen oder Richtlinien“ werden von Stahlwerken, Härtereien und Schmieden vertreten!)

Eine wesentliche Seite der Warmbehandlung ist das Erkennen der Stahltemperatur, die wegen der vorher genannten Geschwindigkeit der Bearbeitung nur über das geübte Auge erfolgen kann.

Dazu zeigt der Stahl, auch der Betonstahl, die so genannten **Anlassfarben**. Sie „signalisieren“ dem Fachmann eine Temperaturspanne, in der sich der erwärmte Stahl befindet. Diese Farbskala soll im Bild 3.12 nur andeutungsweise wiedergegeben werden, um dem Leser einen Einblick bei analogen Stahlarbeiten (auch dem Schweißen!) zu geben.

Blau	Rot	Gelb	Weiß
500–800 °C	900–1100 °C	1200–1400 °C	1500–1700 °C
zum Härten teilweise ausreichend	einfache Formgebung wie Schmieden möglich	starke Formgebung wie Walzen möglich	Flüssigschweißen möglich (darüber gilt Ausglühen!)

Bild 3.12 Interpretation der wesentlichen Stahlanlassfarben

Achtung: Die Erhitzung über 1600 °C (Hellgelb) ist auf alle Fälle der Stahlstruktur nicht zuträglich und führt zum Ausglühen, zum Verbrennen des Stahles. Er ist damit nicht mehr als solcher nach der Abkühlung zu gebrauchen. Das ist zu erkennen, wenn er Funken sprüht (beim Schweißen wird der zu hohe Grad der Wärmezuführung auf eine Stelle dadurch erkannt oder nach dem Abkühlen an kleinen Blasen in der Oberflächenstruktur!).

Die Vorgänge Stahlaufwärmen, Stahlbearbeiten und Stahlabkühlen müssen zügig hintereinander in einem Vorgangskomplex verlaufen. Die Abkühlgeschwindigkeit ist vom **Abkühlmedium** wie Wasser, Öl, Luft u. a., stark abhängig und wird durch dieses stark beeinflusst. Vor allem sind Öle in unterschiedlichen Zusammensetzungen spezielle Stahlkühler und im Härteprozess stark vertreten.

Das Warmverformen kleiner Stahlquerschnitte mit $d_s < 10$ mm ist kaum möglich. Es wird demzufolge das Kaltwalzen kleiner Stahlquerschnitte in mehreren Stufen realisiert. Diese Durchmesser nehmen dann eine hohe Steifigkeit an, womit ein Nachbehandeln in Form von Ausglühen sich erforderlich macht. Die Stahlqualität kleinerer Durchmesser hat damit einen höheren Aufwand und nimmt generell auch eine höhere Wertigkeit (Marktpreise!) ein.

So wird auch der 1,4 mm starke Bindedraht für das Flechten nach dem „Recken“ nur ausgeglüht, um ihn für den Bindeprozess „geschmeidig“ zu machen. Oft gelingt das Ausglühen nicht so gut, so dass die Qualität des Bindedrahtes beim Flechten mit „zu hart“ und „zu spröde“ empfunden wird.

Abschließend ein grober Qualitätsvergleich von kalt und warm gewalztem Betonstahl:

Kaltgewalzter Betonstahl mit der Bezeichnung Betonstahl **B500/KR** erreicht meist nur die Werte der Normalduktilität. Deshalb ist er in der Weiterverarbeitung gehandicapt, innerhalb der Normalduktilität auch zu verbleiben. Selbst die sorgsamste Weiterbearbeitung, wie Recken, Strecken, Walzen, Richten und Biegen, kann die weitere Abnahme der Duktilität unter 1,05 nicht unbegrenzt aufhalten. Das betrifft vor allem alle Stabdurchmesser unter 10 mm, die vom warm gewalzten Coil gereckt werden, also von einem größeren Durchmesser auf einen kleineren reduziert werden.

Zur Beibehaltung oder geringfügigen Verringerung der Duktilität wurde so auch das Kaltwalzen mit Tiefrippung entwickelt, die für kleinere Durchmesserbereiche die Normalduktilität ($D > 1,05$) garantieren. Die Tiefrippung wurde aber wieder aufgegeben, weil wiederum verbesserte Walzmethoden mit Normalrippung die Duktilitäten größer 1,05 in der Kaltwalzung auch erreichten.

Warmgewalzter Betonstahl mit der Bezeichnung **B500/WR** erreicht die Güte im Prinzip immer als hochduktiler Qualität, vorausgesetzt die Schmelze (siehe 3.1) ist ordnungsgemäß. Das sind vor allem Stabstähle ab dem Durchmesser 10 mm bis zu 50 mm. Sie entstammen aus den der Bramme (Produkt des Stahlwerkes) folgenden Walzungen in unterschiedlich dicken und gerippten Rundstählen (Produkt des Walzwerkes, vgl. die Bilder unter Abs. 3.1). Je nach Qualität der Fertigung werden Duktilitäten auch über 1,10 erreicht.

In diese Kategorie der warm gewalzten Betonstähle, kann auch eine aus warm gewalzten und kreuzweise verschweißten Betonstabstählen hergestellte Listenmatte eingeordnet werden, die auch als „Warmmatte“ auf dem Markt verkauft wird.

Am Bau macht sich aus unterschiedlichen Gründen das **Rückbiegen von Betonstäben** erforderlich. Es kann kalt oder warm, wie oben dargestellt, vorgenommen werden und muss gewisse Regeln einhalten, will es den Ansprüchen der Stahlkunde genügen. Solche Regeln werden weniger aufgeschrieben, um den Missbrauch zu verhindern. Die Regeln sollten aber als notwendig erachtet werden, weil die Arbeit ohne Fehler (vgl. Absatz 15) niemandem gegeben ist.

Regeln für das kalte Rückbiegen:

- Das Rückbiegen erfordert geeignete Werkzeuge (Kröpfisen).
- Das Rückbiegen darf **nicht ruckartig** erfolgen oder mit Hammerschlägen unterstützt werden.
- Das Rückbiegen kann stufenweise mit jeweiligem Nachfassen erfolgen.
- Das Rückbiegen muss mit einem größeren Biegeradius erfolgen.

Um den Kraftaufwand beim Rückbiegen zu reduzieren, ist das warme Rückbiegen möglich.

Regeln für das warme Rückbiegen:

- Das warme Rückbiegen darf nur durch eine sachkundige Person (Anleitung!) erfolgen.
- Das Erwärmen des Stahles (rote Anlassfarbe) muss kurz und schnell erfolgen.
- Nur mit geeigneten Werkzeugen (Kröpfisen) ist die Biegung zu sichern.
- Sorgsam Biegen, keine Verweilzeit zulassen und, wenn erforderlich, nur noch einmal erwärmen.
- Nach dem Biegen ist die Abkühlung des Stahles ohne Kühlmittel zu sichern.

3.3 Das Trennen des Betonstahls

Unter dem Trennen von Betonstahl wird das Zerteilen im weitesten Sinne gesehen. Es wird dann angewendet, wenn eine Fixlänge auf eine im Geflecht notwendige Länge zugeschnitten wird.

Fixlängen entstammen dem Walzprozess, sie existieren in Meterschritten von 6 bis 24 m.

Das kalte Trennen von Betonstahl kann mit dem **Abhacken**, dem **Sägen** und dem **Flexen**¹ erfolgen.

Das warme Trennen erfolgt mit dem **Brennschneiden**.

Spanloses Trennen ist nur die Methode des Abhackens, alle anderen Methoden sind spangebend, womit die höhere Wirtschaftlichkeit des Abhackens gegeben ist.

Das **Abhacken** (auch als **Schneiden** bezeichnet!) ist wohl die gebräuchlichste Methode des Betonstahltrennens. Jeder Prozess des Abhackens besteht aus zwei Vorgängen, dem „**Kerben**“ und dem „**Brechen**“ (siehe dazu die Bilder 3.13 bis 3.16). Dabei ist die Kerbzone nur etwa 1/5 der Bruchzone, d. h., das Messer dringt nur ein Fünftel in den Stahl ein und der Rest wird gebrochen, weil der vollkommene Schnitt durch das Verdrängungsprinzip (erstes physikalisches Gesetz!) nicht möglich sein kann. Der Schnitt als solcher wird relativ gerade, im 90°-Winkel zur Stabachse, ausgeführt, weil die zwei stumpfen Stempel, die die Funktion des Messers einnehmen, den Betonstahl gerade trennen (Bild 3.13).

Das Abhacken ist kein genaues Trennen. Es entsteht eine relativ ungenaue scharfkantige Bruchstelle, die der Genauigkeit der Bewehrungstechnik aber völlig gerecht wird (Bild 3.16).

Jeder Schneidevorgang besteht aus Kerben und Brechen oder Reisen. Auch die Papierschere oder Bleischere kerbt oder reist. Beide müssen einen Schnittwinkel von ~ 15 ° einhalten, um die Handkraft optimal am Schneideprozess anzusetzen.

¹ Der Begriff „Flexen“ ist vom Firmenbegriff „Flex Elektrowerkzeuge Steinheim“ abgeleitet, die im Jahre 1954 erstmals eine Handmaschine mit der festen Flexscheibe zum Trennen von Stahl entwickelte und auf den Markt brachte.

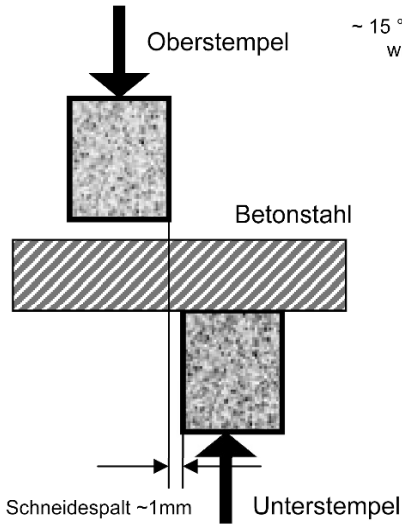


Bild 3.13 Schneideschema von Betonstahl in seitlicher Sicht

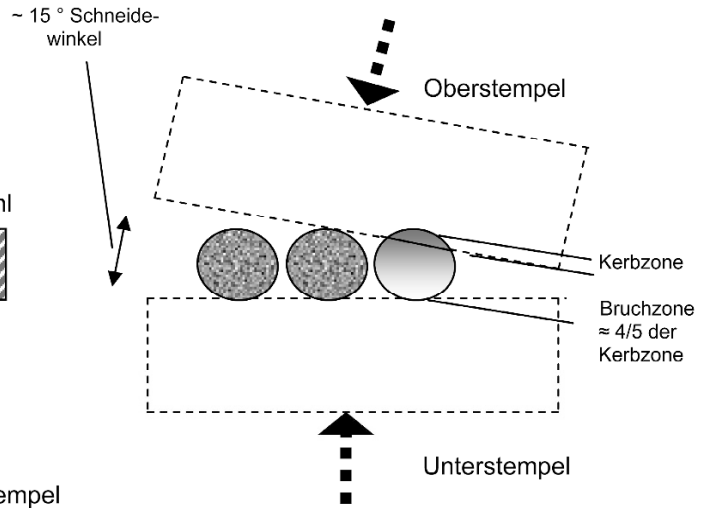


Bild 3.14 Struktur der Schnittfläche längs zum Betonstahlstab betrachtet



Bild 3.15 Vorderansicht einer gehackten Schneidefläche mit Kerb- und Bruchzone



Bild 3.16 Seitenansicht einer gehackten Schneidefläche, die relativ gerade und rechtwinklig ist

Das **Sägen** und das **Flexen** sind spangebende Trennmethode (der Spanspalt wird im Bild 3.17 gut wiedergegeben!).

Beide Verfahren gelten nach einem gleichen Prinzip, nämlich der Nutzung einer Trennscheibe – beim Sägen ist es das Sägeblatt (Bild 3.17) und beim Flexen die Flexscheibe – die jeweils rotierend durch die Trennstelle im Betonstahl fährt und spanabhebend diesen sauber trennt. Es entsteht eine saubere exakte Schnittkante.

Aus den vorgenannten Aspekten ist die Methode des Abhackens beim Betonstahltrennen die wirtschaftlichste und zugleich produktivste Methode. Oft ist die erforderliche Technik dazu, wegen der Kraftentwicklung, von großer Dimensionierung, so dass sie operativ nicht zum Einsatz kommen kann, sondern nur stationär.

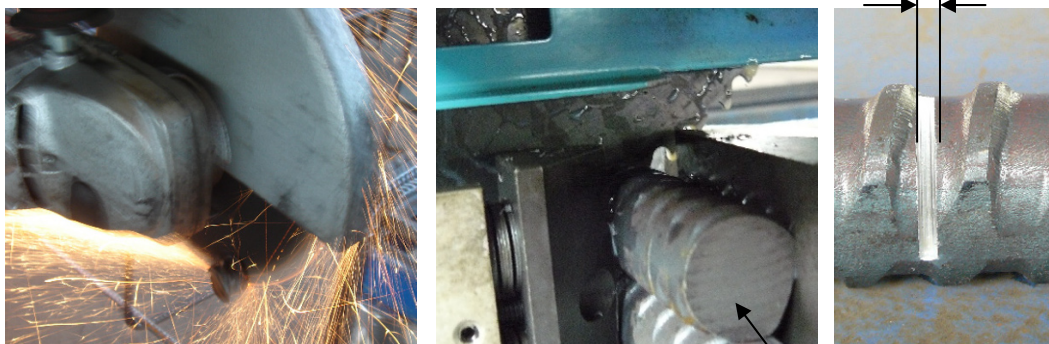


Bild 3.17 Die Flexscheibe und das Sägeblatt „geht“ durch den Betonstahl

Der saubere Schnitt beim Sägen und Flexen

Ein weiterer Aspekt der Anwendung der unterschiedlichen Trenntechniken ist die Exaktheit der Trennfläche des Betonstahls. Von der Seite betrachtet sind die Schnittflächen nach der Trennung unterschiedlich gegeben und geben Antwort auf die spätere Anwendung der getrennten Betonstähle.

Wird auch im Walzwerk das Hacken wegen seiner Produktivität angewendet, so wird in der stationären Technik, vor allem bei geringen Mengen, etwa beim Gewindestab, auch das Sägen bevorzugt.

Das Flexen ist eine Methode für den Einzelfall, so im „Korrekturfall“, und wird vorrangig auf der Baustelle bei der Herstellung von Passmaßen in der Schalung angewendet (Bild 3.18).

Eine weitere Trennmethode, das **Brennschneiden**, wird unter 3.4.1 vorgestellt.



Bild 3.18 Das Flexen auf der Baustelle bei Stabdurchmesser > 12mm

3.4 Das Fügen des Betonstahls

Unter dem **Fügen** wird im weitesten Sinne das **Zusammensetzen oder Verbinden** von zwei oder mehreren Einzelteilen (Stahlteilen) verstanden.

Es wird unterschieden zwischen Form-, Kraft- und Stoffschlüssigem Fügen.

Die Definitionen der Fügearten sind aus der Beschreibung erklärt:

Das Formschlüssige Fügen ist das lose aneinander oder übereinander Reihen mehrerer Einzelteile in eine feste Form oder Behälter, z. B. das Einsortieren in eine „Palette“ (Bild 3.19).

Das Kraftschlüssige Fügen ist das feste Verzurren oder feste Verbinden zweier Einzelteile mit einem zusätzlichen Material. Die Verbindung ist „einfach“ wieder lösbar. Beispiele sind das Verschrauben, das Nieten oder auch das Bündeln von unterschiedlichen Materialien (Bild 3.20).

Das Stoffschlüssige Fügen ist das kraftschlüssige Verbinden in der Stoffart, das immer einer Zug- oder Druckbelastung standhalten kann. Das Schmelz- oder Pressverschweißen ist nur mit gleichen Materialien möglich.



Bild 3.19
Formschlüssig, Stäbe
in einem Container



Bild 3.20
Kraftschlüssig, Stäbe
mit Kraftgurt gespannt

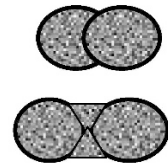


Bild 3.21
Stoffschlüssig, schmiede-
geschweißt (oben), zusätz-
geschweißt (unten)

Beim Formschlüssigen Fügen von Verbinden zu sprechen, fällt etwas schwerer, weil immer nur das Kraft- und Stoffschlüssige Fügen auch als das echte Verbinden verstanden und ausgesprochen werden.

Im **Bewehrungsbau** – beim Herstellen von Betonstahlgeflechten – sind die Fügearten **Flechten** und **Schweißen** gebräuchlich, wobei das **Flechten zum Kraftschlüssigen Fügen** gezählt wird und das **Schweißen zum Stoffschlüssigen Fügen**.

3.4.1 Schweißen von Betonstahl

Das Stoffschlüssige Fügen von (Beton-)Stahl wird erreicht, wenn in einem Flüssigbad der Stahl ineinander „übergeht“. Dazu dient das **Schweißen**, welches auf engstem Raum der Nahtstellen der beiden zu fügenden Stahlteile dieses Flüssigbad erzeugt.

Das Fügen von Stahlteilen kann nur erreicht werden, wenn die Metallkristalle sich auch verbinden lassen, und das ist nur bei Gleichgestaltigkeit der Atomstruktur (Stahlverträglichkeit!) und ab einer Weißgluttemperatur von mindestens 1500 °C möglich.

Damit muss das **Schweißen** immer auch die **Regeln der Warmverformung** beachten und einhalten.

Die Warmverformung und das Schweißen hat das Aufwärmen und Abkühlen mit zwischenzeitlicher Bearbeitung im richtigen Zeitablauf zu beachten.

Darüber hinaus gibt es eine vorrangige Regel die besagt, dass **Warm- und Kaltverformung** an gleicher Stelle im (Beton-)Stahl zwingend vermieden werden müssen.

Es gilt: **Gebogener Betonstahl darf nie in einer Biegung verschweißt werden, sondern erst nach dem Biegungsende, mit dem Mindestabstand von $4d_s$. Wenn die Schweißnaht innerhalb der $4d_s$ liegt, dann muss der Biegerolldurchmesser auf $20d_s$ erhöht werden.**

Es gibt unterschiedliche Arten des (Beton-)Stahlschweißens:

Erstens. Das einfachste und älteste Schweißverfahren ist das **Schmiedeschweißen**. Die zu fügenden oder zu verbindenden Stahlteile werden dazu in eine Aufwärmphase bis zum Rotglühbereich gebracht und mit dem **Hammer** auf dem **Amboss** ineinander „verschlagen“.

Mit den Schlageinwirkungen durch den Hammer „geht“ der (Beton-)Stahl ab etwa $1000\text{ }^{\circ}\text{C}$ (rotes Erscheinungsbild des (Beton-)Stahls, Bild 3.12) in seinen Strukturen „ineinander über“.

Die **Methode des Schmiedeschweißens** ist eine Art **Pressschweißen** und fungiert nach dem **Hammer-Amboss-Prinzip** (vgl. Bild 3.24).

Zu beachten ist besonders beim Schmiedeschweißen, dass mit dem Erwärmen bis auf Schmiedetemperatur der Stahl an der Oberfläche einen geringen Zunderanteil erzeugt, der beim Erkalten wieder abspringt. Der Stahl „verbraucht“ sich damit. Mehrfaches Erwärmen macht den Stahl nicht nur im Gefüge – in seiner Atomstruktur – schwächer, sondern auch in seiner Materialmasse, wodurch beim Schmiedeschweißen jeder Hammerschlag überlegt sein muss.

Zweitens. Das erste Schweißverfahren, welches ein Schweißbad erzeugte, war das so genannte **Autogengasschweißen**, welches mit einem Gemisch aus Sauerstoff und Azetylgas nach einem gebündelten Flammenkern die Wärme auf etwa $1800\text{ }^{\circ}\text{C}$ erzeugen kann (Bild 3.22).

Bei diesem Verfahren wird das Schweißbad relativ langsam erzeugt, was zur Folge hat, dass sich der Stahl bei einer längeren Wärmeeinwirkung durch Dehnungsprozesse „verzieht“ und seine Struktur verändert und an Festigkeit verliert.

Eine **Schweißnaht** wird deshalb prinzipiell in **kurzen und versetzten Nahtstücken** hergestellt und nicht in einer **hintereinander verlaufenden Schweißnaht**, weshalb das Autogengasschweißen im Bewehrungsbau nicht zugelassen ist.

Das Autogengasschweißen wird heute aufgrund der Entwicklung anderer Schweißverfahren, die schneller in der Schweißbaderzeugung sind, weniger für das Verbinden (Fügen) von Stahl genutzt als vielmehr für das Trennen von Stahl, der **Methode des Brennschneidens**, beispielsweise in der Schrotttrennung. Dabei wird das Schweißbad an der Trennstelle des Stahl mit dem Flam-

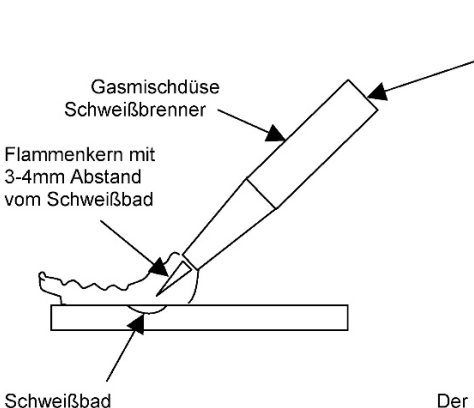


Bild 3.22 Das Prinzip des Autogenschweißens

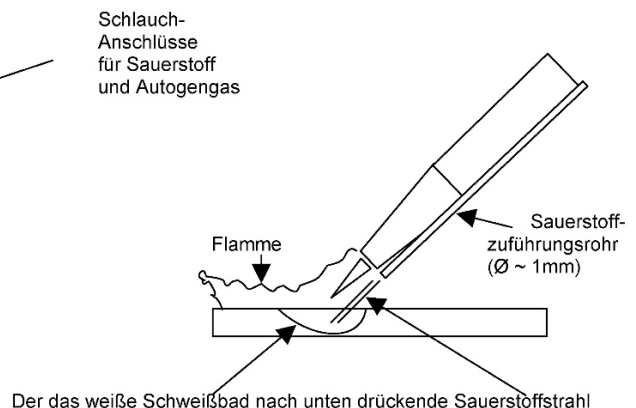


Bild 3.23 Das Prinzip des autogenen Brennschneidens

menkern bis zur Weißglut ($> 1600^{\circ}\text{C}$) erhitzt und danach mit einem zusätzlichen Sauerstoffstrahl (Druck $> 200\text{ bar}$) aus einer Zusatzdüse am Schneidbrenner nach unten „weggespült“ (Bild 3.23).

Für das Betonstahlfügen ist das Autogengasschweißen nicht gestattet, weil der Betonstahl in seiner Festigkeit durch die zu lange Aufwärmzeit „ausgeglüht“ wird. Das Brennschneiden ist am Betonstahl durch die produktivere Methode „Flexen“ längst abgelöst.

Drittens. Die Methode des **Pressschweißens** wird bei der **Herstellung von Betonstahlmatten** als **Widerstandpunktschweißen** genutzt (Bild 3.24).

Dazu wird über zwei gleichstromführende „Schweißelektroden“ die Schweißwärme mit einem kurzen aber sehr hohen Stromfluss durch die kreuzweise übereinanderliegenden Stabstähle erzeugt (der Stromwiderstand der kreuzweise liegenden Stäbe erzeugt die Schweißtemperatur von über 1000°C).

Durch einen anschließend ausgeführten Druck der Elektroden wie beim Hammer-Amboss-Prinzip werden die übereinanderliegenden Stahlstäbe leicht verpresst, so dass an der Oberfläche ein „Zusammengehen“ der Stahlstrukturen der zwei Stäbe erreicht wird.

Beide Vorgänge werden technisch in Zehntelsekunden realisiert, und das Verfahren (Bild 3.24) wird **Widerstandpunktschweißen** genannt.

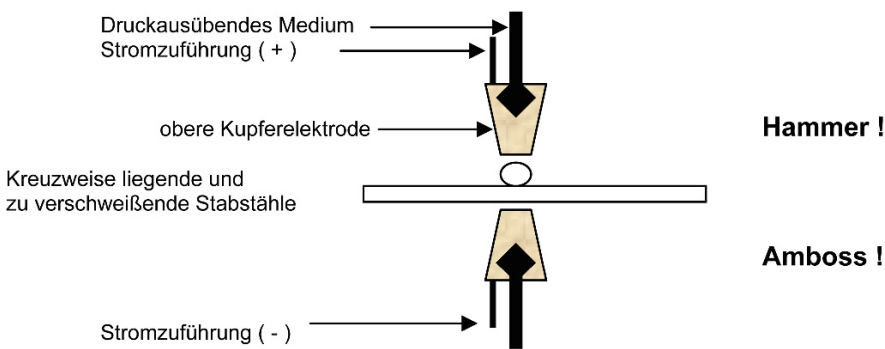


Bild 3.24 Das Prinzip des Widerstandpunktschweißens

Beim Schweißen der Betonstahlmatten werden die tatsächlichen Maße der Höhe der Matte durch das Prinzip des Widerstandpunktschweißens mit dem „Einbrennen“ der Stäbe nach dem Glühprozess anders berechnet als aus Absatz 5.2.1 für den Nenn Durchmesser und tatsächlichen Stabdurchmesser bekannt. Im nachfolgenden Bild 3.25 ist die „Schwächung“ der Mattenstäbe angedeutet.

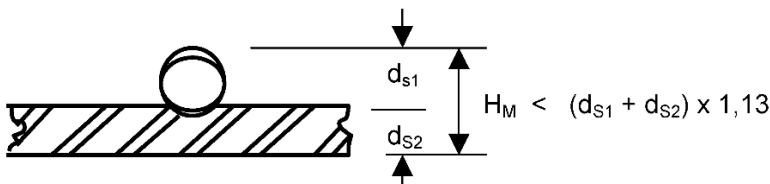


Bild 3.25 Die relative „Einbrenntiefe“ der Betonstähle beim Schweißen der Lagermatte oder Listenmatte

Die Höhe H_M ermittelt sich aus einer statistischen Reihe gemessener Betonstahllagermatten (die Aussage gilt für Q-Matten, weiteres siehe unter Abs. 5.2.1) mit gleichem Durchmesser d_S zu:

$$H_M(d_S) \approx 2d_{S,\text{nenn}} \times 0,94$$

Diese Formel entspricht der Formel $d_{S,\text{tats}} \approx d_{S,\text{nenn}} \times 1,13$ unter 3.2.4 und ist statistisch ermittelt. Dabei ist die Stabrippung ($\times 1,13!$) im Schweißprozess integriert (weiteres unter Abs. 5.2.1).

Viertens. Die vorgenannten Sachverhalte des Aufwärmens und Abkühlens sind beim **allgemeinen Elektrolichtbogenschweißen** wesentlich besser gegeben.

Es wurden die unterschiedlichsten Elektrolichtbogenschweißverfahren mit sehr unterschiedlichen Wärmeeinwirkungen und -abkühlungen entwickelt.

Eine schnelle und auf kleinstem Raum sichernde Schweißbaderzeugung und damit die schnelle Schweißnahterzeugung mit geringem Einflussbereich im (Beton-)Stahl ist das **Elektroden-schweißen** (E-Schweißen, Bild 3.26).

Der Vorteil ist das sehr kurze Wärmeeinbringen auf engstem Raum im Stahl und das schnelle Schweißbaderzeugen, die schnelle Schweißnaht.

Der Nachteil ist die Bildung einer Schlackeschicht, die aus der Pulverummantelung der Elektrode entsteht, die ihre Funktion im Abwenden des Einflusses des Umgebungssauerstoffs auf das Schweißbad hat.

Das **Metallaktivgasschweißen** (MAG-Schweißen, Bild 3.26 und 3.27) wirkt nach dem gleichen Prinzip, nur wird der Sauerstoff eleganter durch einen Gaskegel abgehalten, der seinen großen Vorteil in einer Nichtbildung der Schlackeschicht auf der Naht hat. Dieser Vorteil wirkt sich im Nachbehandeln der Schweißnaht aus, weil es **kein** „Abklopfen“ der Schlackeschicht nach der Schweißung gibt.

Das MAG-Schweißen ist insofern produktiver als das E-Schweißverfahren.

Bei beiden Verfahren wird jeweils tropfenweise die stromführende pulverbeschichtete Elektrode (E) oder der durch die Düse geführte blanke Draht (MAG) in das Schweißbad mit eingegeben, was zur Folge hat, dass gewisse „Lücken in der Naht“ ausgeglichen werden können. Das ist ein wesentlicher Vorteil in der Betrachtung des Betonstahlschweißens, weil die Betonstahlrippung keine exakten Nahtverbindungen garantiert und immer „Füllmasse“ benötigt wird.

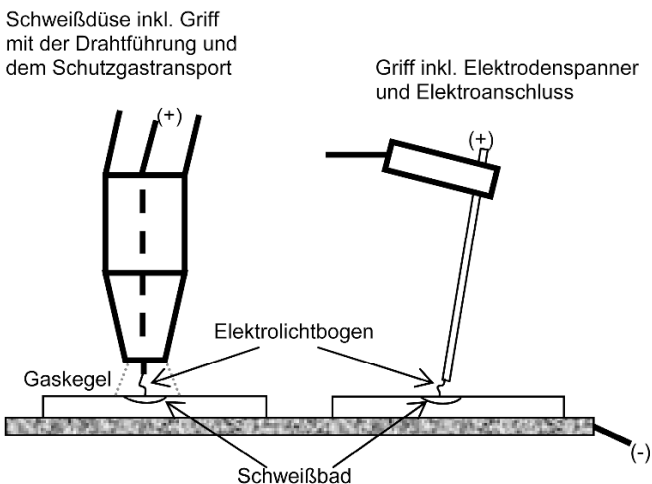


Bild 3.26 Das MAG-Schweiß-Prinzip und das E-Schweiß-Prinzip



Bild 3.27 MAG-Schweißen am Pfahlkorb

In der Geschwindigkeit der Nahtziehung gibt es keinen Unterschied. Das Vor- und Nachbereiten einer oder mehrerer Schweißnähte bringt hingegen unterschiedliche Aspekte. So liegt ein Nachteil des MAG-Schweißens in seiner umfangreichen Peripherie (Trafo plus Stromquelle und Drahtaufhängung plus Drahttransporteinrichtung und Schutzgasflasche inklusive aller Schläuche!), die den operativen Einsatz auf Baustellen, auf Gerüsten und auf halbfertigen Bauteilen schwer nur möglich macht. Das ist beim E-Schweißen (tragbarer Trafo plus Stromquelle!) der Vorteil am Bauobjekt, ebenso wie seine relative Witterungsunabhängigkeit.

Die Anwendung beider Elektroschweißverfahren ist für alle lt. DIN 4099 zugelassenen Schweißnähte (Bild 3.28) mit beliebigen Betonstahlpaarungen gleichfalls möglich.

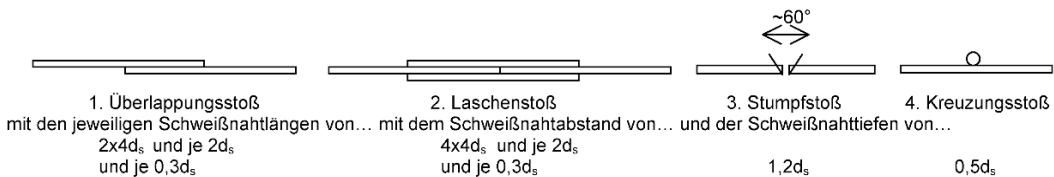


Bild 3.28 Arten der Stahlfügungspaare und deren Schweißnahtbedingungen

3.4.2 Flechten von Betonstahl

Das Flechten von Betonstahl gehört zu den Kraftschlüssigen Verbindungen von Betonstahlteilen und hat den Zweck, die im Geflecht übereinander und nebeneinander liegenden Betonstahlstäbe in ihrer Lage bis zum Betongang nicht verrücken zu lassen oder sie in ihrer Teilung zwingend zu erhalten.

Deshalb ist das Flechten eine besondere Art des Kraftschlüssigen Fügens und wird mit Bindedraht an den Kreuzungspunkten von zwei Betonstäben im Geflecht mit einer so genannten „Masche“ ausgeführt.

Die **Menge und die Art (Standfestigkeit) der Maschen** legt die Erfahrung des Flechters oder Geflechtherstellers² selbst fest und liegt in der Belastung des Geflechtes begründet (Bilder 3.29). Dabei muss unter Belastung das Betreten während der Herstellungsphase und des Betonierens

² Die sprachliche Exaktheit verlangt den Berufsbegriff „Flechter“ nur für den Maschenhersteller, während der Geflechthersteller als der „Bewehrer“ zu bezeichnen ist. Völlig falsch ist die Berufsbezeichnung „Eisenflechter“, weil wir unter Absatz 3.1 erkennen mussten, dass es Eisen nur „veredelt“ als Stahl gibt.



Bild 3.29 Geflechte mit Stabkreuzungen, die aus der Notwendigkeit heraus sowohl mit als auch ohne Maschenknüpfung sind

verstanden werden, weil die dabei auftretenden Kräfte nichts mit den sonstigen Zugkräften der Belastung im Betonteil zu tun haben. Es sind also lediglich so viele und nur dort Maschen anzubringen, wie und wo der Flechter die Geflechtordnung im Betongang verletzt sehen könnte.

Das Flechten dient ausschließlich der Lagesicherung des Betonstahls bis zur Betonage und hat daher nur eine konstruktive Funktion im Geflecht. Nach dem Aushärten des Betons verliert die Masche ihre Funktion.

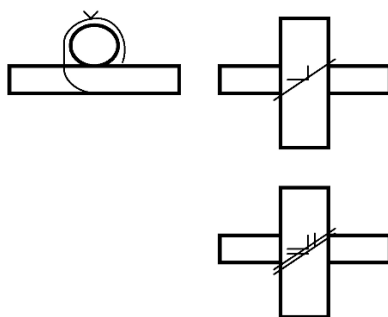


Bild 3.30 „Einfachschlag“ bei horizontal liegenden Stäben

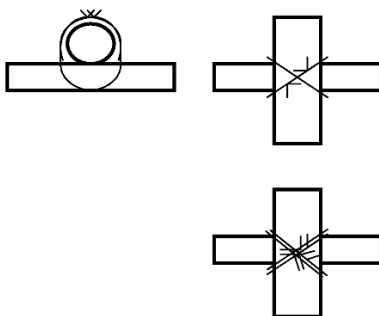


Bild 3.31 „Kreuzschlag“ horizontal liegender Stäbe

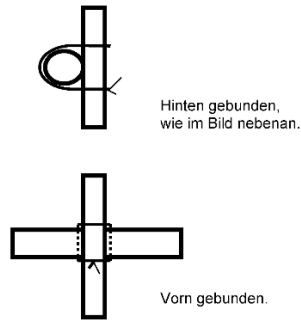


Bild 3.32 „Schlaufe“ bei horizontal belasteten Stäben an vertikal stehenden Stäben im Geflecht

Die Ausführung der Maschen ist unterschiedlich und wird je Belastungsart in mindestens zwei Grundarten unterteilt. Einmal gilt die Masche als „**Einfachschlag**“ (vgl. Bild 3.30) und zum anderen für höhere Belastungen als „**Doppelschlag**“. Dazu kommt der „**Kreuzschlag**“ in einfacher und in doppelter Ausführung (vgl. Bild 3.31).

Darüber hinaus gibt es die „**Schlaufe**“ als Maschenart, die bei vertikaler Befestigung stark belasteter Horizontalstäbe im Geflecht eine wichtige „produktive“ Rolle spielt (vgl. Bild 3.32).

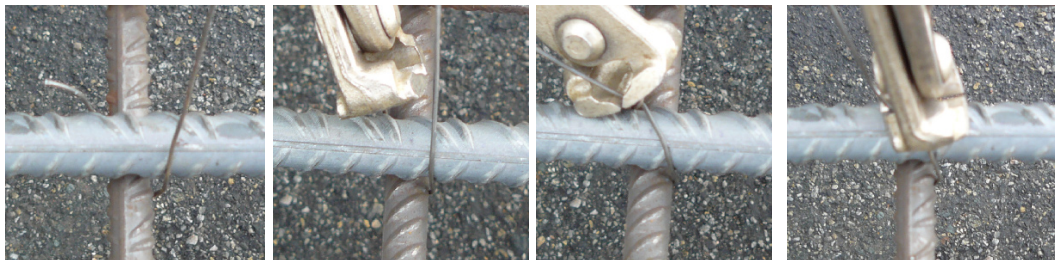
Zur **Herstellung der Masche** gilt aus den Prinzipien der Kaltverformung (Abs. 3.2.2.1) die nachfolgende Überlegung:

Die Masche ist in ihrer Belastungsstruktur immer auf Zug beansprucht. Sie ist deshalb nicht mehr als einmal zu verdrehen, ansonsten wird die Masche „schwächer“ und hält keinem „Zug“ weiter stand (siehe dazu genau das Bild 3.30 oder 3.33 an!).

Es ist falsch, wenn geglaubt wird, dass durch mehrmaliges Verdrehen der Masche, diese besser hält.

Der Bindendraht ist ein 1,4 mm starker und ausgeglühter geschmeidiger Draht, der eine geringere Zugfestigkeit (etwa bei 250 N/mm^2) besitzt. Bei der Nutzung muss die dünne Ausführung noch unterstellt werden, womit das Zerreißen beim Mascheherstellen schnell erreicht ist.

Die Kunst der Herstellung der Masche besteht darin, dass nach dem Anfassen des Drahtes an beiden Enden mit einer Viertelumdrehung der Zange ein leichtes „Anziehen“ der Masche erreicht werden muss und nach einer zweiten Viertelumdrehung der Festsitz der Masche erreicht werden muss (siehe Bild 3.33 v. l. n. r.). Mit dem Festsitz der Masche müssen auch gleichzeitig die zwei kraftschlüssig zu verbindenden Stäbe „festsitzen“. Die Halbkreisdrehung der Zange darf diese nicht in der Hand gleiten lassen und wird nur mit festem Griff erfolgreich verlaufen.



Drahtdurchfädeln

Erfassen mit der Zange

halbe Drehung + Anziehen

halbe Drehung + Abwickeln

Bild 3.33 Arbeitsfolge der Herstellung der kraftschlüssigen Masche

Erst durch diese eindeutige Abfolge („Training“ ist alles – zu lernen an einem Tag!) (Bild 3.33) wird die **Produktivität beim Flechten** erzeugt. Unschwer ist zu erkennen, dass der Vorgang der einzelnen Maschenherstellung wie im Bild 3.39 etwa in drei Sekunden erledigt ist, während das mehrfache Umdrehen der Masche jeweils bis zu 15 Sekunden dauern kann. Dann können 200 Maschen, die etwa eine kleine Decke von 12×12 m Einzelstabbewehrung zum Flechten benötigen, etwa $200 \times 12 \text{ sec.} = 2400 \text{ sec.} = 40 \text{ min.}$ zu viel Zeit beim „Durchflechten“ der Decke ausmachen.

Beim **„Durchflechten einer vertikalen oder horizontalen Fläche“** ist die Produktivität der Herstellung der einzelnen Maschen und des gesamten Maschensystems maßgebend. Dazu stellt der Vorgang des „Durchflechtens“ vor allem auch das Ergebnis des „Ordnungssystems der Maschenherstellung“ dar. Dieses Ordnungssystem der Maschenherstellung muss den nötigen „Halt“, die Belastung beim Betreten und Betonieren, im Geflecht garantieren. Insofern gilt die These: Es ist nur so viel wie nötig, nicht aber so viel wie möglich das Betonstahlgeflecht zu flechten.

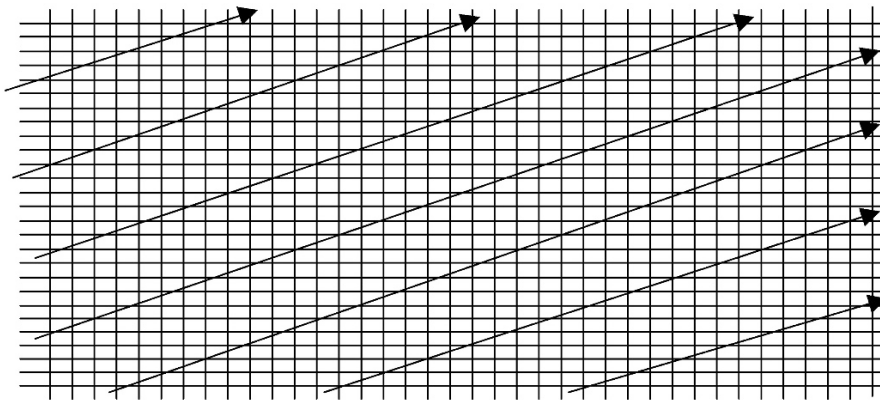


Bild 3.34 Prinzip des Durchflechtens einer Bewehrungsfläche (die Laufrichtung des Flechters ist immer diagonal!)

Das „Durchflechten“ eines Geflechts muss gewissen Grundregeln genügen, es muss eine bestimmte **„Flecht- oder Bindeordnung“** gelten (siehe auch Bild 3.34).

Die **Regeln einer Flecht- oder Bindeordnung** in einem Geflecht bestehen mindestens aus folgenden Aspekten:

1. Jeder Stab ist mindestens an zwei Stellen (Kreuzungen) im Geflecht einzubinden.
2. Die Ordnung des Durchflechtens muss die Lagesicherung aller Stäbe garantieren.
3. Das Hochspießen an den Enden des Stabes muss die Flechtordnung verhindern.
3. Das Geflecht muss insgesamt einem stabilen „Halt“ genügen.

Um die vorgenannten Regeln einzuhalten, muss der **Weg des Durchflechtens** in einem Geflecht dem **Diagonal- oder Zickzackweg** entsprechen (Bild 3.34). Dabei ist dem Flechter genügend „Freiheit“ gegeben, die Stabilität des Geflechts durch seine Flechtermaschen selbst einzuschätzen.

Die Prüfung, der Beweis oder das **Kriterium für ordnungsgemäßes Durchflechten** eines Geflechts ist seine Betretbarkeit vor und während des Betonierens.

Das energische Betreten des Geflechts, ohne dass sich eine Lageverschiebung einzelner Stabstähle ergibt, ist das einzige und beste Kriterium für gute Flechterarbeit.

Ähnlich ist das „nicht in sich Zusammenklappen“ oder das „Zusammenfallen“ des Geflechts nach dem Anhängen an einen Kran der Beweis oder das Kriterium für gute Flechterarbeit.

STAHLWERK ANNAHÜTTE

UNSERE WELT DES STAHLS

SAS Gewindestahlsysteme – Innovationen für den Ingenieurbau

Die Produkte des Stahlwerks Annahütte sind weltweit bekannt. Ob Hoch-, Tief-, Brücken-, Tunnel- oder Bergbau, wir produzieren und liefern für alle Anwendungen die passenden Gewindestahlsysteme in den Durchmessern 12 - 75 mm der Stahlgüten SAS 500, SAS 670 und Y1050.

Vorteile der SAS Gewindestahlsysteme:

- Endlos schraubbares, robustes Grobgewinde mit Selbstreinigungseffekt
- Beliebig konfektionierbar und durch Muffen koppelbar
- Kurze Lasteintragungslänge durch perfekte Oberflächengeometrie
- Einfache und baustellengerechte Handhabung der SAS Systeme

Für Ihr spezielles Projekt garantieren wir die beste Lösung!

- SAS schraubbares Bewehrungssystem
- SAS Hochfeste Druckbewehrung
- SAS Hochfeste Bewehrungen für seismische Anwendungen
- SAS-Schalungsanker
- SAS-Unterspannungen (Bracelok)
- Verankerungssysteme für die Geotechnik – Anker, Pfähle, Nägel mit doppeltem Korrosionsschutz
- Ankersysteme für Tunnel- und Bergbau
- Ankersysteme für den Wasserbau

STEEL
essential for
LIFE



Stahlwerk Annahütte • Max Aicher GmbH & Co. KG
Max-Aicher-Allee 1+2 • D-83404 Ainring-Hammerau
www.annahuette.com



4 Kleine Biegekunde

4.1 Das Biegeradienprinzip

Aus der **Verformungsregel** der Betonstahlkunde (Abs. 3.2.3) ist bekannt, dass das verletzungsfreie Biegen nur mit exakten Verhältnissen zwischen der Qualität des zu biegenden Körpers, der Biegekraft, der Biegegeschwindigkeit und dem Biegedorn gewährleistet ist (**Biegeradienprinzip**).

Zum Ersten werden die nachfolgenden Verhältnisse des Biegeradienprinzips unter Beibehaltung der Qualität „B500“ abgeleitet. Das heißt, es wird eine Streckgrenze von 500 N/mm² für den Betonstahl angenommen. Bei Änderung gelten naturgemäß andere Aussagen. So auch bei einer notwendig gewordenen Warmbiegung von Betonstahl, der dann nur unter der Streckgrenze 220 N/mm² in die statische Berechnung eingehen darf (Bedingung der DIN EN 1992-1-1).

Zum Zweiten wird die Biegekraft festgelegt mit der entsprechenden Biegegeschwindigkeit, ebenfalls in Abhängigkeit von der Betonstahlqualität. Letzteres ist ein besonderes Geschick des Biegers, der die Entscheidung zwischen Qualität und Produktivität im Biegeprozess selbst fixiert. Dieser Sachverhalt ist vor allem am Biegeautomaten entscheidend.

Unter Beachtung beider vorgenannter Aspekte ist der Biegeprozess im Wesentlichen das Verhältnis von Stabdurchmesser und Biegedorndurchmesser und das Verhältnis von gestreckter und gebogener Länge, die nachfolgend genauer dargestellt werden.

4.1.1 Biegedorndurchmesser und Stabstahldurchmesser

Das Biegeradienprinzip bringt als erstes das notwendige **Verhältnis von Stahlstabdurchmesser d_s zu Biegedorndurchmesser d_{Br}** hervor. Das Verhältnis „ $d_s : d_{Br}$ “ legt für die Stahlqualität „B500“ in der **DIN EN 1992-1-1** fest¹:

Für Betonstäbe mit $d_s < 20 \text{ mm}$ gilt der Biegedorndurchmesser $d_{Br} = 4d_s$

und für Betonstäbe mit $d_s \geq 20 \text{ mm}$ gilt der Biegedorndurchmesser $d_{Br} = 7d_s$.

Also ist der Betonstahl mit den Durchmessern 6, 8, 10, 12, 14, 16 mm mindestens über einen Biegedorn mit dem Durchmesser 24, 32, 40, 48, 56, 64 mm zu biegen, wenn die Biegung ohne „Verletzung“ des Betonstahles geschehen soll (Bild 4.1).

Natürlich darf ein Biegedorn mit höherem Durchmesser auch Verwendung finden (Bild 4.2). Das Verhältnis gibt die kleinste Zahl an.

Exakt ausgedrückt im Sinn des Absatzes 3.2.2.1 heißt diese Festlegung:

Die Stahlqualität „Betonstahl B500“ mit dem Kreisquerschnitt unter 20 mm Durchmesser erfordert den Biegedorndurchmesser des vierfachen Stabdurchmessers. Die Biegegeschwindigkeit muss der Biegemasse entsprechen.

Der Betonstahl wird beim Biegen immer außen gestreckt und innen gestaucht. Die vorgenannten Bedingungen halten diese „Verletzungen“ in Grenzen. So zeigt sich die Biegebeanspruchung vergrößert dargestellt an zwei unterschiedlichen Biegeverhältnissen in den Bildern 4.1 und 4.2.

¹ Entscheidend ist die Beachtung der Stahlqualität B500, was bedeutet, dass der Stahl eine Streckgrenze von mindestens 500 N/mm² aufweist. Verändert sich diese Qualität nach unten oder oben, ändert sich auch das Biegeverhältnis von Stahldurchmesser zu Biegedorndurchmesser. So ist etwa bei Karosserieblech von 0,8 mm Stärke und einer geringeren Streckgrenze der Biegedorn (Kante im Werkzeug) auch wesentlich „eleganter“ rund ausgelegt, um die Rissgefahr zu bannen.

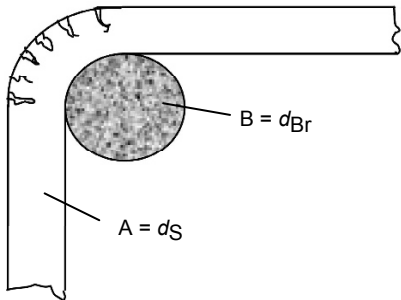


Bild 4.1 Kleines Biegeverhältnis A:B

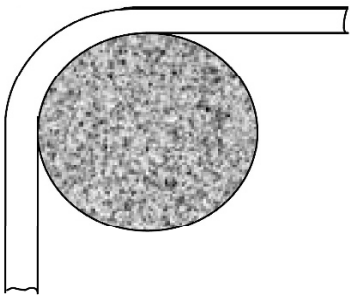


Bild 4.2 Großes Biegeverhältnis A:B

Dabei gilt im ersten Bild 4.1 das Verhältnis von etwa $A : B \approx 1 : 2$, was mit Sicherheit zu einer Beschädigung der äußeren Biegezone (Einrisse) führt – weil einfach die Menge Material in der äußeren Biegezone auf der Länge verteilt nicht vorhanden ist – während im Bild 4.2 das Verhältnis $A : B \approx 1 : 5$ gilt, was garantiert ohne Beschädigung der Biegezonon des Betonstahls beim Biegen verläuft.

Zur klaren Bekundung und zur Sicherheit der Verwendung der richtigen Biegerollendurchmesser wird auf jedem Bewehrungsplan eine Tabelle der Biegerollendurchmesser wie im Bild 4.3 angegeben.

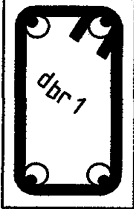
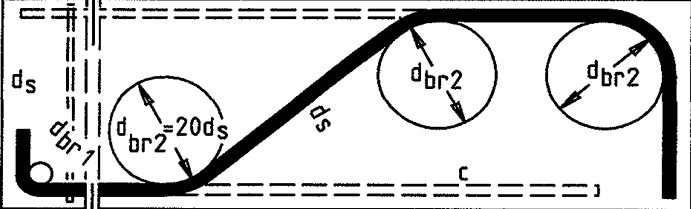
Mindestwerte für Biegerollendurchmesser d_{br} bei Betonstahl 500S			
Haken,Winkelhaken, Schlaufen	Schrägstäbe oder andere gebogene Stäbe		
			
$d_s < 20\text{mm}: d_{br1} = 4d_s$ $d_s \geq 20\text{mm}: d_{br1} = 7d_s$	Mindestwerte der Betondeckung rechtwinklig zur Biegeebene		
	$> 100\text{ mm}$ $> 7d_s$	$> 50\text{ mm}$ $> 3d_s$	$\leq 50\text{ mm}$ $\leq 3d_s$
	$d_{br2} = 10d_s$	$d_{br2} = 15d_s$	$d_{br2} = 20d_s$

Bild 4.3 Die in jedem Plan aufgedruckte DIN-Normentabelle der Biegerollenvorgaben

4.1.3 Das Abzugsmaß beim Biegen

Das Biegeradienprinzip bringt als zweites ein für die Bearbeitung wesentliches **Verhältnis** von **gestreckter Länge** zu **gebogener Länge** (Bild 4.5) hervor.

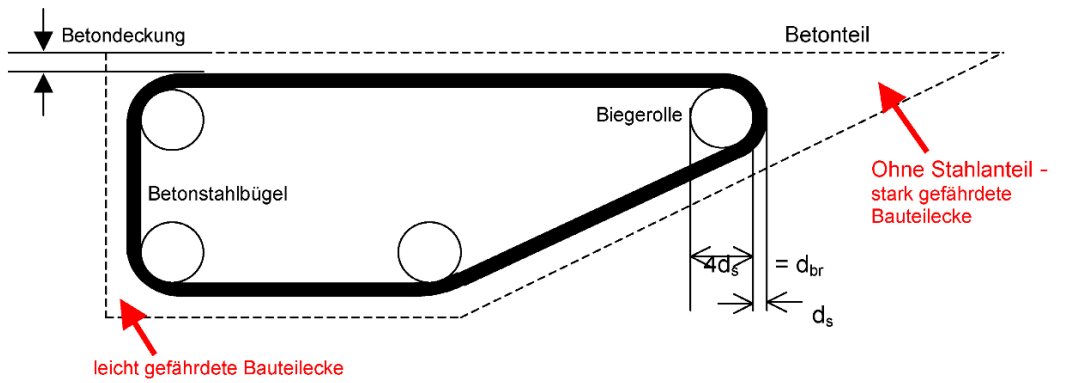


Bild 4.5 Bauteil mit eingeschlossenem Betonstahlbügel und die Konsequenzen des Biegeradienprinzips

Es ist erkennbar, dass die gestreckte Länge über die Bauteillecke im Bild 4.4 länger ist als die über die gebogene Länge. Selbst im rechten (orthogonalen) Winkel gilt der Unterschied zwischen gestreckter und gebogener Länge von $[(d_{Br} + 2d_s) - (d_{Br} + d_s) \times \pi/4]$.

Diese Differenz ist umso größer, je größer der Stahlstabdurchmesser d_s ist. Das Verhältnis zwischen Biegeansatz, Außenmaß und Auslaufmaß wird im Bild 4.6 aufgezeigt und unter Absatz 4.2 weiter analysiert.

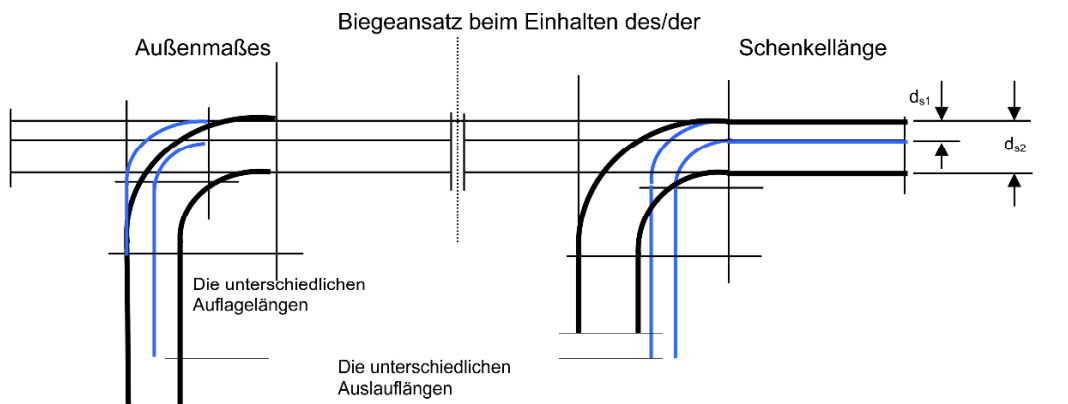


Bild 4.6 Unterschiedlicher Biegeansatz mit den Konsequenzen bei unterschiedlichen Stabdurchmessern

Eine für die Geflechtherstellung sehr wesentliche Tatsache ist die erkennbare Differenz zwischen dem gebogenen Stabschenkel und dem Stabdurchmesser (Bild 4.7). Wird in der Biegung exakt das Außenmaß eingehalten (im Bild 4.7 die roten Linien), so ist die Auflage des gebogenen Stabschenkels eines Stabes mit starken Stabdurchmessern kürzer als die eines dünnen Stabdurchmessers.

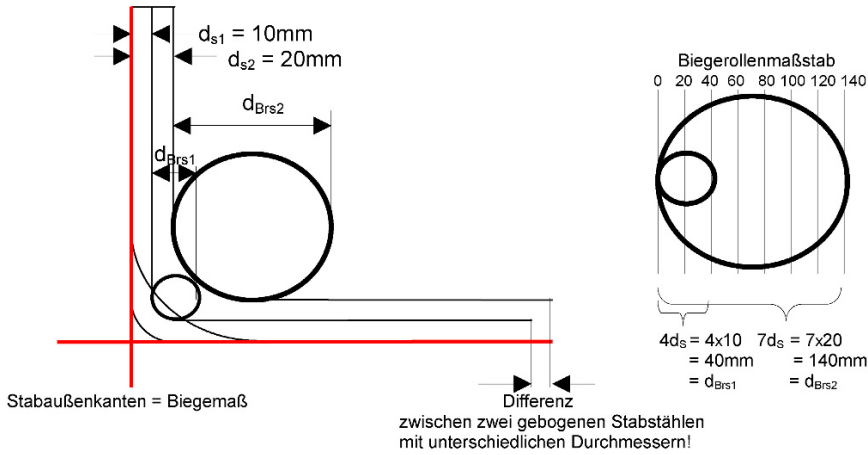


Bild 4.7 Biegeverhältnisse des gebogenen Stabes mit kleinen und großen Durchmesser

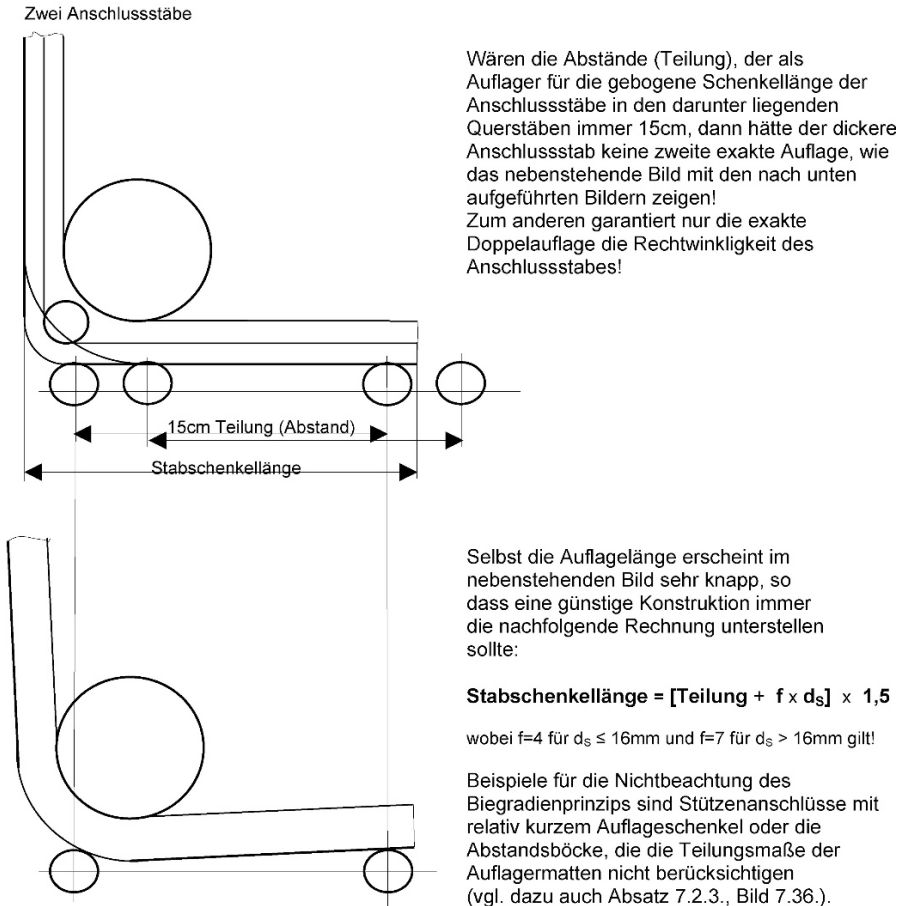


Bild 4.8 Folgen der Nichtbeachtung des Biegeradienprinzips bei gebogenen aufliegenden Stabschenkeln

Bild 4.8 zeigt die Konsequenzen der Einhaltung des Biegeradienprinzips bei falscher konstruktiver Berechnung im Geflechtaufbau. Im Bild selbst sind weitere Beispiele der praktischen Geflechtherstellung angegeben (siehe auch Absatz 7.2.3).

Zusammenfassend muss bei der Betrachtung des Biegevorgangs erkennbar sein, dass der Weg über den Biegedorn kürzer ist als über die Ecke, die die Bewehrungsmaßtheorie auferlegt.

Dazu kommt, dass unterschiedliche Stabdurchmesser unterschiedliche Biegedorndurchmesser zur Folge haben.

Logischerweise ist der Weg über unterschiedliche Biegedorne unterschiedlich lang und es gibt zwischen Stabdurchmesser und dem Weg über dem Biegedorn eine Abhängigkeit.

Die Schnittlänge des um 90° gebogenen Stabes ist die Differenz zwischen den Weg über die Ecke minus ein Viertel des Biegedornumfangs mit dem der Stab gebogen werden muss.

Diese Differenz definieren wir als „Abzugsmaß“ für den Stabdurchmesser je Biegung.

Wird die Differenz zwischen gestreckter und gebogener Länge ignoriert, entstehen im Geflecht „Überstände“ oder „Nasen“, die gegen die Betondeckung gehen.

So ist zum Beispiel bei dem nachfolgend skizzierten Köcherbügel mit Stab- $\varnothing 14$, der ohne Abzug gebogen wurde links zu sehen mit dem Biegebeginn am ersten 30cm-Schenkel am letzten Biegeschenkel um 16cm zu lang:

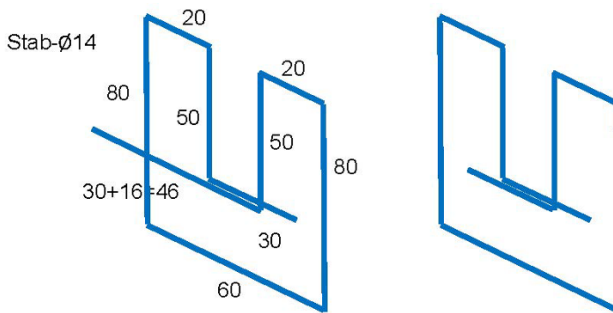


Bild 4.9 Gebogener Köcherbügel ohne Abzug (links) und exakt mit Abzug (rechts)

Der gerade Stab, die gestreckte Länge ist 4,20m lang, während die Biegelänge nur 4,04m lang ist, also auch nur so geschnitten werden darf, um den Bügel exakt zu biegen, ohne „Überhang“. In der Skizze wäre rechts exakt.

Aus den vorgenannten Darstellungen soll abschließend eine **Faustformel** für den

Längenabzug pro 90° -Biegung

abgeleitet werden:

Bis zum 16mm-Stabdurchmesser gilt $2 \times \text{Stab-}\varnothing (d_s)$ vom Schnittmaß abzuziehen, und ab dem 20mm-Stabdurchmesser gilt $2,5 \times \text{Stab-}\varnothing (d_s)$ vom Schnittmaß subtrahieren!

Logischerweise muss bei mehreren Biegungen entsprechend mehr subtrahiert werden.

Der Leser kann sich eine Tabelle für 90° -Biegungen erarbeiten.

4.1.4 Das Mindestmaß beim Biegen

Das Biegen von Bewehrungsstäben erfolgt prinzipiell, wie vorher gezeigt, nach dem Prinzip, dass zu biegende Stabende wird auf einem drehbaren Biegeteller gegen die Gegenrolle locker gespannt und durch die Mitnehmerrolle um einen Biegedorn gebogen (siehe Bild unten).

Damit der Stab bei diesem Vorgang nicht zu stark gedehnt wird und Risse an seiner Außenseite entstehen, die für seine Tragfähigkeit des Stabes unzulässig sind, wird für die Biegerolle ein Mindestdurchmesser festgelegt. Dieser gilt in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser nach DIN EN 1992-1-1.

Aus den technisch bedingten Abständen zwischen den Biegeelementen – dem Biegedorn, der Mitnehmerrolle und der Gegenrolle – resultiert die mindestbiegbare Schenkellängen des Betonstahlstabes.

In Bild 4.10 ist erkennbar, dass die Mitnehmerrolle bis zur vollständigen Biegung auf dem Biegeteller den geraden Schenkel nicht verlassen darf (sie wandert geringfügig nach außen!), ansonsten „schnappt“ sie weg und bringt nicht die gewünschte Biegung zustande.

Diese Mindestschenkellängen variieren je nach Biegemaschine geringfügig und steigen mit größer werdendem Biegewinkel geringfügig an, da die Mitnehmerrolle in Bezug auf den zu biegenden Schenkel nach außen „wandern“ muss (siehe Bild 4.10).

Als **Faustformel** kann für das Biegen von 90°-Winkeln angesetzt werden, dass die Mindestschenkellänge (Außen- oder Eckmaß) bei zwei angrenzenden Biegungen

minimal $10 \times d_s$ - für Stab- $d_s \leq 16\text{mm}$

minimal $13 \times d_s$ - für Stab- $d_s \geq 20\text{mm}$

betragen muss; wie im Bild formal erkennbar:

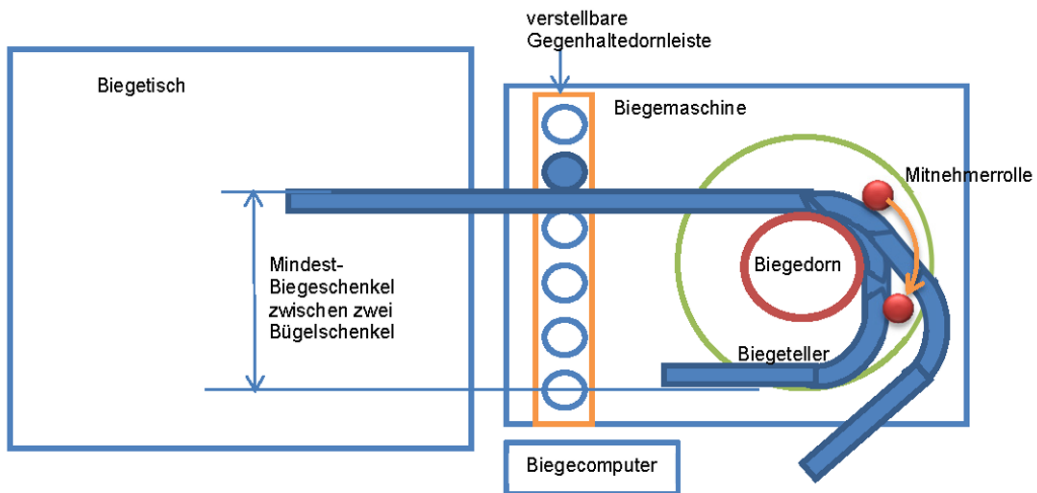


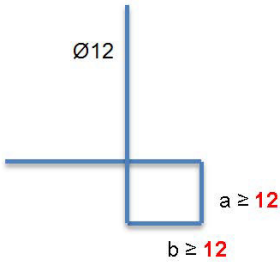
Bild 4.10 Die Mitnehmerrolle (konstruktive Lösung der Biegemaschine) bestimmt das Biege-mindestmaß

Diese aufgezeigte Tatsache ist besonders bei der Konstruktion von Geflechtem zu beachten, weil Mindestschenkellängen auch die Mindestabstände im Bügel und damit im Geflecht beeinflussen.

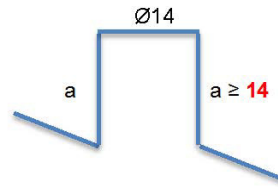
So sind beispielsweise die folgenden Maße falsche Planungen bei den Bügelarten, weil Stab- \emptyset und Biegerollen- \emptyset nicht harmonisieren und das Mindestmaß nicht gegeben ist (die Angaben bei \emptyset in mm und bei den Längen in cm).

Der Leser muss nachfolgend erkennen, dass der erforderliche Biegerollen- \emptyset bei dem entsprechenden Stab- \emptyset die roten Schenkelmaße mindestens verlangt!

1.



Der Balkenbügel kann für den Stab- $\emptyset 12$ nicht die kurzen Längen haben!



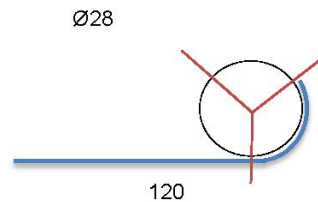
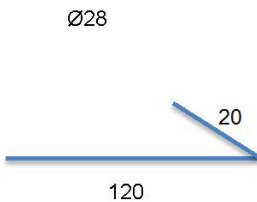
Die Bockhöhe kann bei Stab- $\emptyset 14$ nicht nur 10cm sein!

2.



Aber, ein Bügel mit Schenkelhöhe lässt sich nicht mit zwei Biegungen realisieren. Tatsächlich kann er nur mit einer 180°-Biegung und der Höhe von 5cm ausgeführt werden (nämlich Biegerolle- $\emptyset + 2 \times$ Stab- $\emptyset = 32 + 8 + 8 = 48\text{mm} = 5\text{cm}$)

3.



Bei überzogenen Endhaken wird häufig die Hakenlänge zu gering angegeben. Unter Berücksichtigung des Biegerollen- \emptyset und des Stab- \emptyset ist der Haken nicht mehr voll biegsam, weil $28 \times 7 = 196 > 196 \times 3,1415 = 615,7\text{mm} > 615/200 = 3,1$ also ~30% des Biegerollenumfangs ist die Länge von 20cm auf der Biegerolle.

4.2 Das Außenmaß, das Biegemaß, das Passmaß

Die für die Betonstahlbiegetechnik wesentlichen **Maßarten** werden im Bild 4.11 ausreichend definiert.

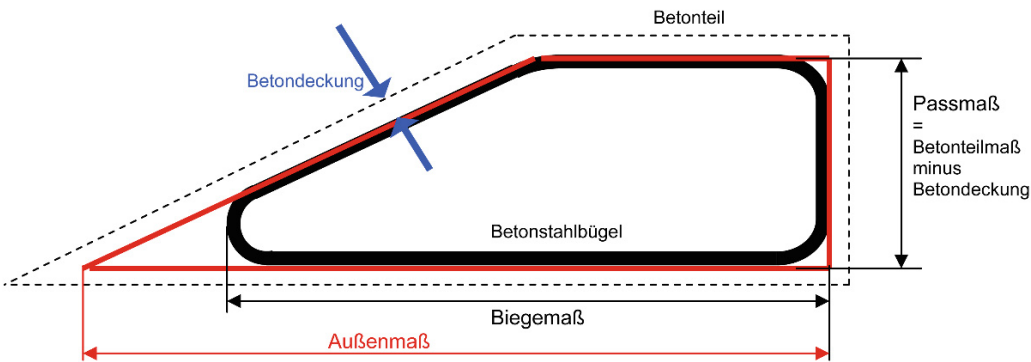


Bild 4.11 Die Maßarten Bauteilmaß, Außenmaß, Biegemaß und Passmaß.

Aus der Definition ist sowohl das Biegemaß als auch das Passmaß ein spezielles Bewehrungsmaß. Das Biegemaß ergibt sich aus der Konsequenz des Biegeradienprinzips (Bild 4.5).

Die Überlegung, ob ein Passmaß vorliegt oder nicht, wird an der Notwendigkeit der Einhaltung des Maßes gegenüber dem Betonteil abgeleitet, bzgl. der Frage, ob es die Betonkante minus Betondeckung überschreiten kann oder nicht.

Daraus folgt eine Art Doppeldeutigkeit des Passmaßes. Es kann als festes Kantenmaß in der Biegeform selbst eintreten (Bild 4.12 links) und auch erst im Geflechtaufbau über mehrere Biegeformen hinweg (Bild 4.12 rechts).

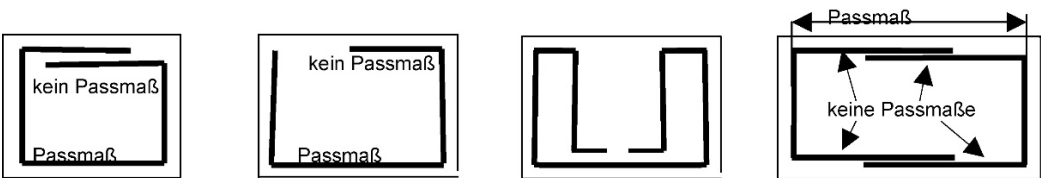


Bild 4.12 Biegeformen mit und ohne Passmaße

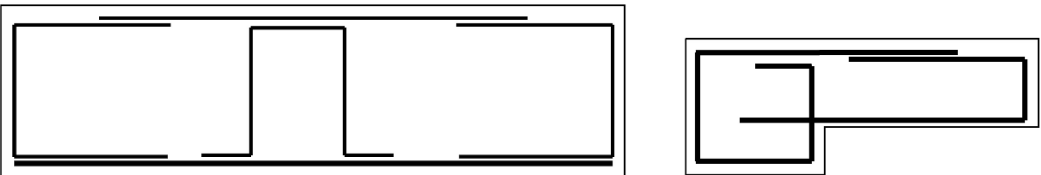


Bild 4.13 Geflechte mit und ohne Passmaße

Das **Passmaß** wird damit zum wesentlichen Element in der Einhaltung der Maßketten im Geflecht. Es symbolisiert im Betonteil die Ecken oder Geflechtmaße. Es garantiert die Einhaltung der Abmaße von unterer/innerer zu oberer/äußerer Lage, ohne dass eine Überlappung die eventuell vorkommende Toleranz ausgleichen kann.

Das gebogene Maß ist kleiner als das gestreckte Maß und bedingt ein **Abzugsmaß**, je größer der Stabdurchmesser ist. Diese Tatsache ist besonders dann zu beachten, wenn keine so genannten **Auslaufmaße** an der Biegeform enthalten sind.

Das Einhalten der vorgegebenen Bewehrungsmaße (Geflechtaußenmaße) wird umso notwendiger, je stärker der Stabdurchmesser ist. Dabei variiert auch das **Anhaltemaß** beim Biegen zum Stabanfang umso mehr, je stärker der Stabdurchmesser ist (Bild 4.6).

Das Anhaltemaß und das Abzugsmaß sind spezielle Kenntnisse des bearbeitenden Biegers an seiner Biegemaschine. Beide Maße sind wesentlich, um das Außenmaß (Bewehrungsmaß) und vor allem das Passmaß einzuhalten. (Diese Tatsachen kann sich der Interessierte am Drahtmodell klarmachen!)

Wird das **Stablängenmaß** mit $(a + b + d_{Br} + 2d_s)$ beschrieben, wobei die Längen a und b für die Maße vor und nach der 90° -Biegung stehen, so kann a als das **Anhaltemaß** und $(a + \frac{1}{2} d_{Br} + d_s)$ als das **Außenmaß** gelten, während mit $[(d_{Br} + 2d_s) - (d_{Br} + 2d_s) \times \pi/4]$ das **Abzugsmaß** bei einem 90° -Winkel bestimmt ist (bei anderen Winkeln verhält sich das Abzugsmaß anders!).

Die Maßhaltigkeit im Stahlbetongeflecht ist vom Zusammenspiel aller oben aufgeführten Maßarten abhängig. Die einfache architektonische Rechnung „Betonteilaußenkante minus Betondeckung ist gleich das Bewehrungsmaß“, muss alle obigen Maße im Stahlgeflecht beachten.

Insofern gelten außer den schon aufgezeigten Verhältnissen zwischen den Maßen die Folgenden:

Das „**Verhältnis von Außenmaß zu Biegemaß**“ bringt das Biegeprinzip hervor. Es resultiert aus der direkten Abhängigkeit von Biegedorndurchmesser zu Stabstahldurchmesser (Bild 4.14).

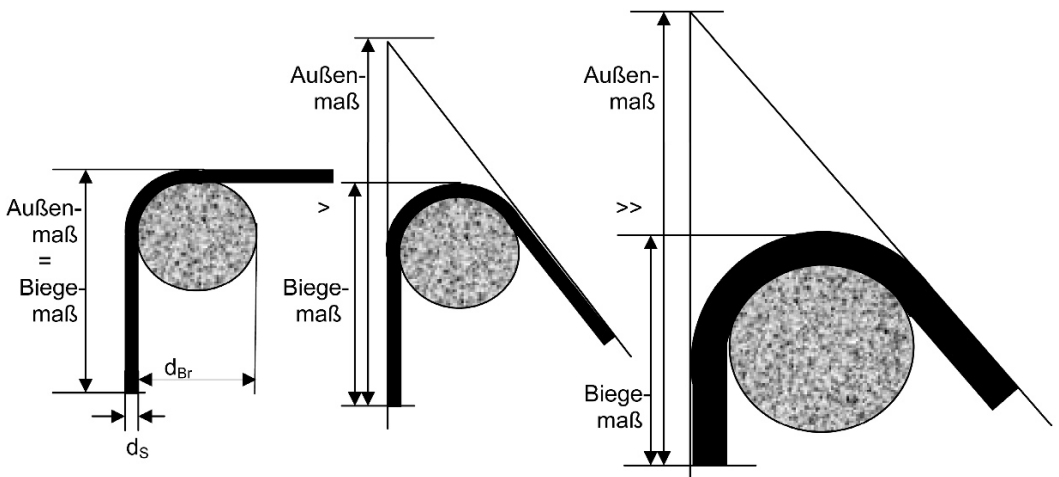


Bild 4.14 Verhältnis von Außenmaß zu Biegemaß in Abhängigkeit vom Stabstahldurchmesser

In diesem Verhältnis ergeben sich mindestens zwei Betrachtungen:

Zum ersten gilt, je stumpfer (überzogener) der Biegewinkel, umso größer ist die Differenz von Außenmaß zu Biegemaß.

Und zum Zweiten gilt, dass die Differenz von Außenmaß zu Biegemaß in Abhängigkeit vom größer (kleiner) werdenden Stabdurchmesser zunimmt (abnimmt).

Diese Betrachtung bringt die so genannte „**Wandereigenschaft des Biegemaßes**“ in Abhängigkeit vom Stabstahldurchmesser und dem stumpfen Biegewinkel hervor, so wie im Bild 4.15 skizziert.

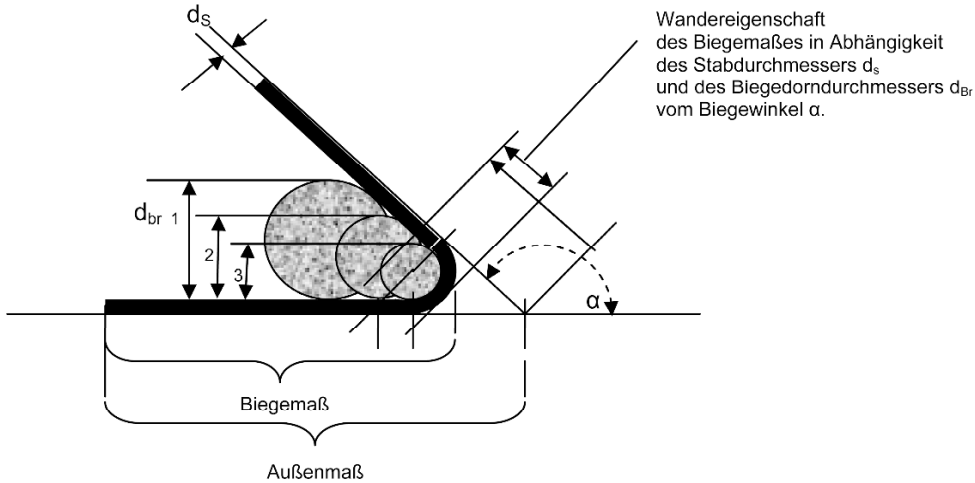


Bild 4.15 Wandereigenschaft des Biegemaßes in Abhängigkeit vom Stabstahldurchmesser

Ein Beispiel zum vorgenannten Problem wird für einen zu betonierenden Dachvorsprung im Bild 4.16 wiedergegeben. Den entsprechenden Bewehrungsbügel in der Zeichnung zeigt das Bild 4.17. Da der Stab aber wegen der Belastung mindestens 14 mm stark sein soll, muss auch mindestens mit einem entsprechenden Biegedorn gebogen werden, so dass die im Bild 4.16 wiedergegebene Biegeform praktisch eingebaut werden muss. Diese zeigt den relativ großen Bereich einer unbewehrten Ecke im Dachvorsprung. Eine mögliche Lösung des Problems kann aus dem Bild 4.18 entnommen werden.

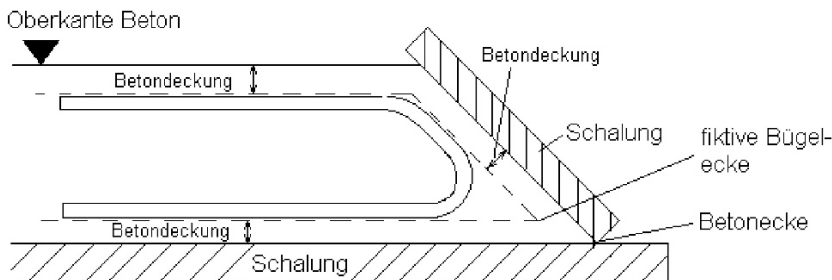


Bild 4.16 Der in einer spitzen Schalung DIN-gerecht eingebaute Betonstahlbügel.



Bild 4.17

Die Biegeform aus der Zeichnung für die Bewehrung des Dachvorsprungs.

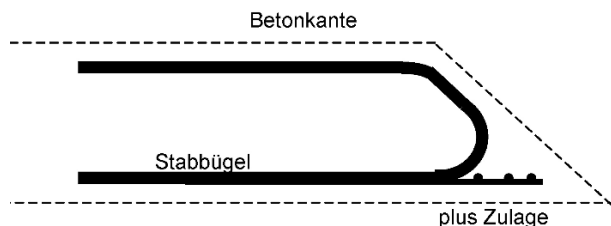


Bild 4.18 Vorschlag für eine Bewehrungslösung zur „Rettung“ des Kantenproblems im Bild 4.13

4

Es ist klar, dass mit der Zunahme des Betonstahldurchmessers der Biegerollendurchmesser zunimmt und letztlich der gebogene Betonstahl bei spitzen Winkeln immer mehr aus der Ecke herausrückt und letztlich gar nicht mehr dort vertreten ist. Dort, wo er gerade sein soll, um das „Kantenabplatzen“ zu verhindern, rückt er weg. Eine unangenehme Eigenschaft, die mit anderen Bewehrungslösungen abzuwenden ist. Eine Lösung zeigt das Bild 4.18.

Die maßtheoretische These im Bewehrungsbau ist die These „Bewehrungsmaße sind Außenmaße“, womit sich das Geflechtmaß aus der Differenz „Betonteilmaß minus Betondeckung“ bestimmt.

Dieses Geflechtmaß, welches im unmittelbaren Zusammenhang zu den **Maßketten im Geflecht** steht, soll jetzt genauer betrachtet werden. Dazu werden alle vorherigen Biegemaßarten einbezogen.

Um die Maßketten richtig zu verstehen, sollen zwei einfache Beispiele aufgeführt werden.

Einmal wird die einfache Biegeform eines „Steckbügels“ (Bild 4.19 – auch Abrissbügel genannt), die in jedem Geflecht vorkommen, betrachtet und in zwei Varianten analysiert.



Bild 4.19 „Steckbügel“ mit seinem „Stegmaß“ in zwei Varianten

In der ersten Variante soll der Steckbügel die Seitenbegrenzung eines 19 cm starken Bodenplattengeflechts bilden (Bild 4.20.). Dabei kann der Bügel einliegend oder umfassend konstruiert und eingebaut werden. Für eine Mattenbewehrung mit der Q524A unten und oben und einem einliegenden Steckbügel $\varnothing 8$ mm gilt das Stegmaß von „ $19 \text{ cm} - 6 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$ “. Für den umfassenden Steckbügel gilt einfach das Stegmaß „19 cm“.

Durch die Biegedornfestlegung (Bild 4.3) kann der Steckbügel in den Stegmaßen nur schwer „eckig“ gebogen werden (es fehlt an Zwischenlänge, um den Dornvorschub beim Biegen einzuhalten!), also wird der einliegende meist nur rund gebogen, während der umfassende Steckbügel leicht eckig die Biegemaschine verlässt. Das Einlegen der Kehlstäbe wird so nur zum „Stabhauften“, nicht zur exakten Kehllage (Bild 4.17). Extrem wird die Situation bei Stegmaßen bis unter 15 cm, weil dann nur noch das Rundbiegen des Stegmaßes möglich ist (bis zu einem Außenmaß von maximal 7 cm!).

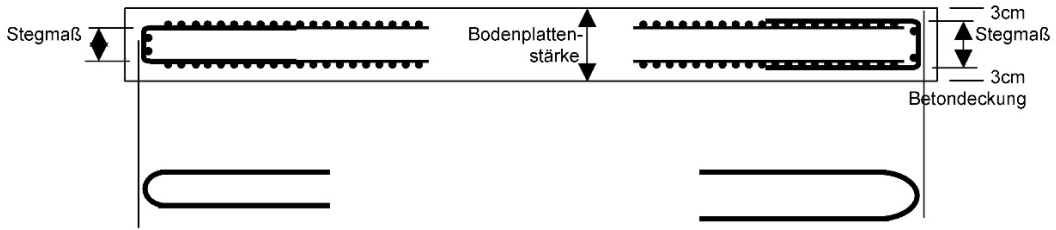


Bild 4.20 Einliegender (links) und umfassender (rechts) Steckbügel in seiner Zeichnungsform (oben) und in der wahren Biegeform (unten).

Ein zweites Beispiel ergibt sich aus Bild 4.21 für bereits einbetonierte Biegeformen, die mit einem Klammerbügel umfasst werden sollen. Der Umklammerungsbügel soll einen so starken Durchmesser haben, dass die Biegerollenvorgabe „ $d_{Br} = 7d_s$ “ beträgt, dann entsteht das Dargestellte im Bild 4.21.

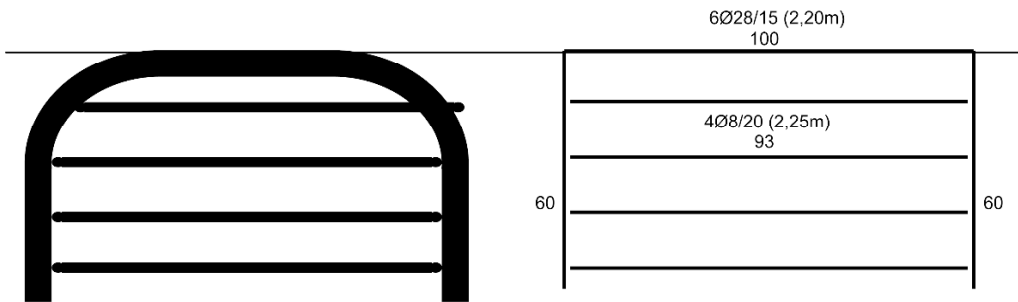


Bild 4.21 Geflechtaufbau (links) mit den tatsächlichen Maßen nach der Zeichnungsvorgabe (rechts)

Die Aufzählung von Beispielen dazu kann am Köcherfundament, mit dem Übereinanderstecken von Biegeformen fortgeführt werden (Absatz 7.3.3).

Konstruktion und Geflechtaufbau stehen oft diametral nebeneinander, vor allem dann, wenn sehr starke und relativ dünne Stabdurchmesser in unterschiedlichen Biegeformen sich kreuzen, umschließen oder einschließen. Oft hilft nur das Liquidieren falsch konstruierter Bügelformen (flexen!).

Die Grundsatzthese, dass die Konturen des Bauteiles minus der Betondeckung das Bewehrungsmaß im Plan nur erfassen, ist für den Bewehrungsbauer einhaltbar, wenn er mit dem Biegeradienprinzip und der Kombination der Stablängenmaße, Außenmaße, Abzugsmaße, Anhalte- und Passmaße richtig umgehen kann. Alle Maße sind in Maßketten der Geflechte vertreten. Dazu muss die Konstruktion nicht im Widerspruch zum Biegeradienprinzip stehen.

Ein abschließendes Problem der Biege- und Passmaße ist die **Kontureneinhaltung** im Geflecht (Bild 4.22).

Die Wandereigenschaft des Biege- und Passmaßes in stumpfen Biegewinkeln hat ein analoges Problem in spitzen Biegewinkeln, nämlich die Biegungen von Schenkellängen größer etwa 1,5 m und starken Stabdurchmessern ab etwa 20 mm werden im Einhalten der oberen Ecke oder des Endpunktes des Schenkels „unkontrollierbar“.

Das Problem der Kehlstabeinbindung liegt im Einhalten der Konturlinien mit hintereinander liegenden oder stehenden Stabstäben (Bild 4.22).

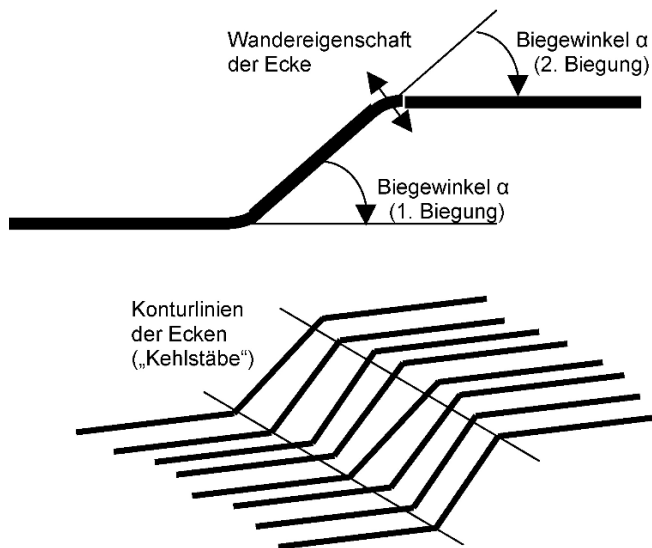


Bild 4.22 Toleranz des spitzen Biegewinkels α an einer Schubbiegeform mit seinen Auswirkungen in der Perspektive

Die Biegung der exakten Biegung von α hat schon von Natur aus eine Reihe von Unsicherheiten – so ist beispielsweise der Unterschied in der Stahlgüte und in dem nicht Geradeauslauf der Walznaht im Stabstahl für die Biegung immer maßgebend und teilweise störend – und muss deshalb eine große Streubreite des Biegewinkels α beachten (Bild 4.23).

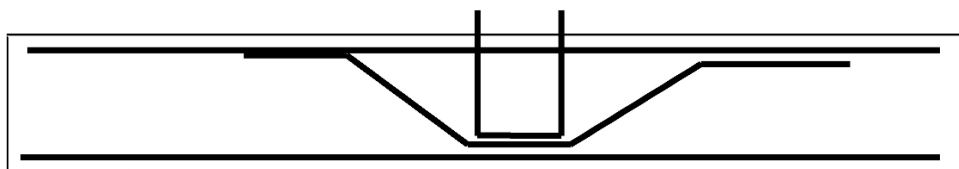


Bild 4.23 Schubbiegeform, die sich analog mit großen Stabdurchmessern nur ungenau in die obere Lage einbindet



Bild 4.24 Bildausschnitte unterschiedlichster Geflechte

Diese Biegungen werden dadurch kompliziert, weil sie vor Ort auf der Baustelle auf Grund großer starrer Stabdurchmesser nicht oder nur durch Ersatz korrigierbar sind.

Werden unterschiedliche Geflechte genauer analysiert, so wie etwa die in den Bildern 4.24, so wird festgestellt, dass alle möglichen Biegeformen (Absatz 5.2 Bild 5.7), die auftreten können, ihre eigenen Gesetze und Auslegungen des Biegeradienprinzips bei unterschiedlichen Stabdurchmessern haben. Genau diese gilt es immer wieder vorrangig bei der Konstruktion zu beachten und in der Herstellung – Stahlvorfertigung und Geflechtaufbau – umzusetzen.

Deshalb ist die Biegekunde, darunter speziell die Einhaltung aller Biege Maße unter Beachtung des Biegeradienprinzips, eine wesentliche Seite der Bewehrungstechnik.

4.3 Das CNC-Biegen

Das CNC-Biegen (CNC – Computer Numerical Control – Rechnergestützte numerische Steuerung) wird über einen **CNC-Automaten** realisiert, der sich in drei Bauteile unterteilt (Bild 4.25).

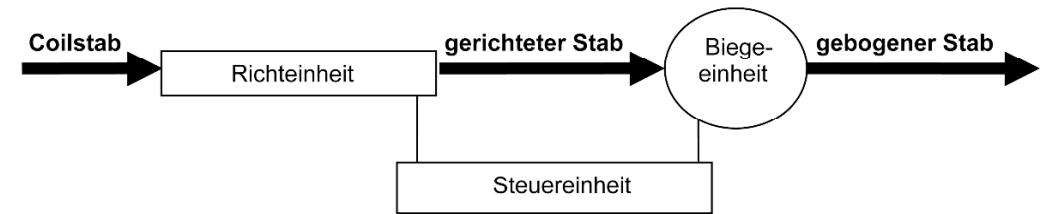


Bild 4.25 Prinzip des CNC-Automaten

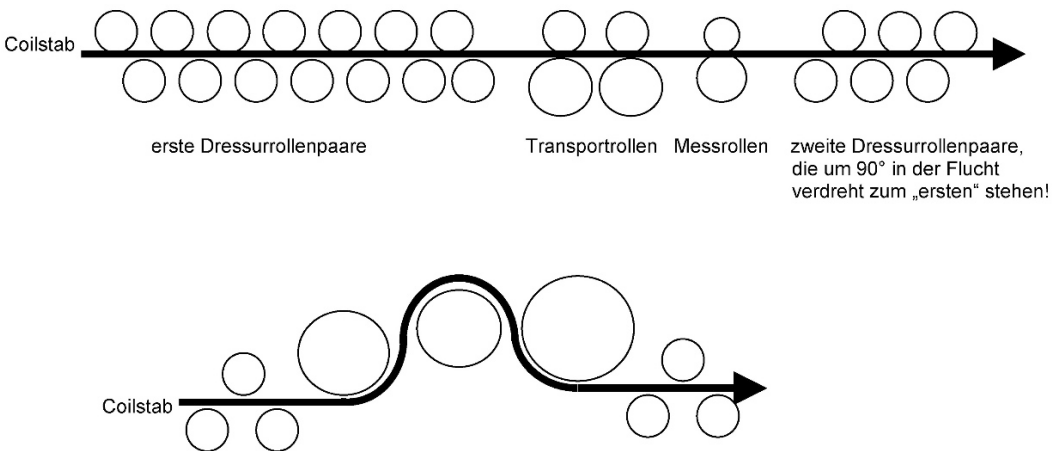


Bild 4.26 Richtprinzip in zwei Varianten (s. a. die Bilder 4.27 am Biegeautomaten)

Die Richteinheit (Dressur) ist vor dem unmittelbaren Biegen angeordnet und richtet den vom Coil ablaufenden Betonstahl (siehe Prinzip in den Bildern 4.23 und Realität in den Bilder 4.27).

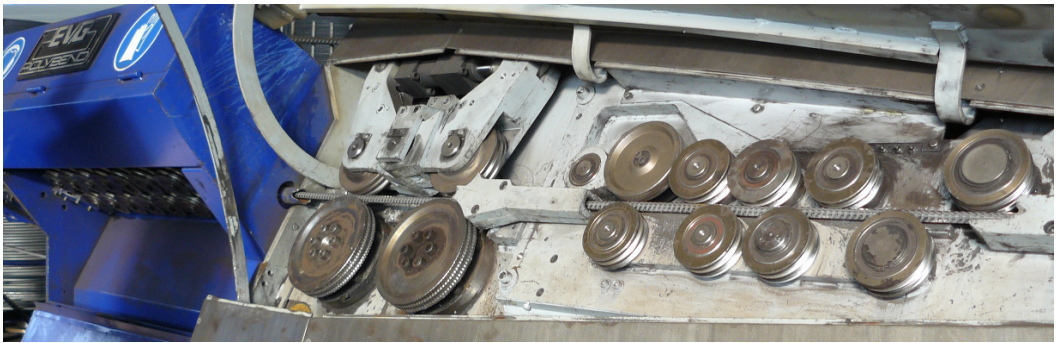
Im Richtprozess gilt das „**Prinzip der geringsten Materialwalkung**“, also der geringsten Materialverformung. Es ist dem Geschick des Bearbeiters überlassen, inwieweit er mit so wenig wie möglichen Walkungen den Betonstahl „gerademacht“.

Die den Richtprozess ausführenden Richtpaare sind zueinander nur um wenige Millimeter verstellt (Walkung), um den Betonstahlstab in sich zum „Geradeauslauf“ zu zwingen. Dieser Prozess ist umso besser, je weniger Walkungen (leichtes Auf und Ab!) das Material durchläuft (siehe das Prinzip im Bild 4.26 und in der Realität im Bild 4.27).



Erste Richtrollenpaare

Transportrollen



Erste Richtrollenpaare Transportrollen Zweite Richtrollenpaare Messrollen

Bild 4.27 Die am Biegeautomaten mit den hintereinander und orthogonal angeordneten Richtpaare in Walzrichtung oben und gegen die Walzrichtung unten gesehen

Die Dressurrollen sind für den Richtprozess verantwortlich. Ihre Einstellung zueinander lässt das so genannte Walken (Geschmeidigmachen) zu und bringt den geraden Stab hervor.

Dabei gilt das „**Prinzip der geringsten Materialwalkung** oder der **geringsten Materialverformung**“.

Völlig analog ist das Richten von Blechen oder anderer Stahlerzeugnisse (etwa Schienen) zu sehen. Je mehr Walkungen oder auch „Hammerschläge“ diesen Prozess ausführen, umso mehr

„bauen“ sich innere Spannungen auf, die wiederum zu anderen „Verwerfungen oder Unebenheiten“ im Stahl führen. Der Richtprozess wird so zu einem wesentlichen Teil der Bearbeitung und hat seine eigenen Gesetze (vgl. auch den Absatz 3.2.3.1).

Die Biegeeinheit wird mit dem automatisch angesteuerten Biegeteller (vgl. Bild 4.28) realisiert und muss den jeweils richtigen Biegedorn aufweisen mit $d_{Br} = 4d_s$ für Stäbe bis $d_s \leq 16$ mm, weil CNC-Automaten nur bis 16 mm Stabdurchmesser (neue Entwicklungen auch bis 20 mm!) arbeiten.

Aus der Größe der Automatenkonstruktion ergeben sich für Stabbügelmaße weitere Prinzipien wie beispielsweise, dass die längste Schenkelbiegung unter etwa 1,5 m auszulegen ist.

Die Biegeschwindigkeit muss den Bügelschenkelängen angepasst sein, weil längere Bügelschenkel die Eigenträge erhöhen und zu gegenläufigen Biegungen führen können. Das muss den Bearbeiter besonders am Automaten zwischen Qualität und Produktivität klug entscheiden lassen.

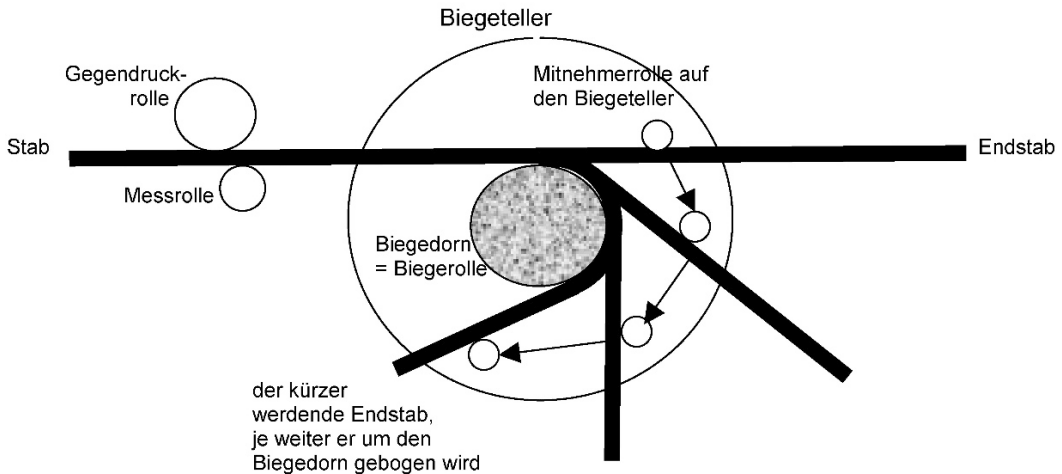


Bild 4.28 Das Biegeprinzip an der Biegemaschine und dem CNC-Biegeautomaten.

Die Steuereinheit wird von einem Computer (frei programmierbaren Rechner) realisiert, der das Richten und das Biegen über Sensoren „abtastet“, dann das Richten und das Biegen neu berechnet und schließlich die neuen Werte an die Motoren zum „Steuern“ des Richtens und Biegens weitergibt.

(Der CNC-Biegeautomat kann so wie oben auch einfach übersetzt als „Freiprogrammierbare Biegemaschine“ bezeichnet werden!)

Das Wesen des CNC-Automaten ist demnach dessen **Computer**, der in sich eine Einheit von Hardware (Menge aller elektromechanischen Geräte) und Software (Menge aller programmatisch geschriebenen Algorithmen) darstellt. Bleibt die Hardware für viele Anwendungen konstant, wird die Software den speziellen Prozessablauf (Algorithmus) garantieren.

Nebenbei soll bemerkt werden, dass die Software in Betriebs- und Anwendersoftware zerfällt, wobei die Betriebssoftware die Menge der elektromechanischen Geräte steuert und die Anwendersoftware den konkreten Prozessablauf.

Die Betriebssoftware ist größtenteils (weltweit in über 90 % der Computer) das Programm „Windows“.

Die Anwendersoftware enthält den Algorithmus zum Prozessablauf des **Betonstahlbiegens**, nämlich das ebene frei wählbare Stabbiegen vom Coil vorzunehmen. Die Menge der Bügelformen (Übersichten sind im Hauptspeicher des Automatencomputers speicherbar, werden an einen Speicherplatz des Computers abgelegt und warten stetig auf ihren Abruf oder Aufruf (Stand der Technik etwa 2006!).

In den nachfolgenden Bildern 4.29 bis 4.32 soll der CNC-Automat der Firma EVG aus Graz in Österreich vorgestellt werden. Das Vorgenannte kann mit den Bildern und den Unterschriften verglichen werden und zum weiteren Überblick ausreichen. Weitere Ausführungen erscheinen nicht sinnvoll, weil auch die Weiterentwicklung der Technik das Buch überholt. Die Bilder 4.29 bis 4.32 zeigen den Stand der Technik von etwa 2008.



Bild 4.29 Coilablauf mit bestückten Haspeln der Messer 8, 10, 12 mm



Bild 4.30 Steuercomputer mit dem Bildschirm und der Tastatur in Touchscreen-format seitlich daneben



Bild 4.31 Biegeteller mit Biegedorn genau mittig und Stabdurch-Biegemitnehmerrolle seitlich rechts



Bild 4.32 Coilablauf, Richtvorrichtung, Biegevorrichtung bis zum Biegeteller in einer Richtung

5 Betonstahlstab

5.1 Das Nennmaß und das tatsächliche Betonstahlmaß

Die Rippung erweitert den Nenndurchmesser (der statisch im Plan wirksame Stabstahldurchmesser) des Betonstabstahles $d_{S,nenn}$ zu einem tatsächlichen Durchmesser $d_{S,tats}$, wobei gilt (siehe Bild 5.1):

$$d_{S,nenn} \times 1,13 \approx d_{S,tats}.$$

Der tatsächliche Stabstahldurchmesser ist um etwa 13 % größer als der Nenndurchmesser.

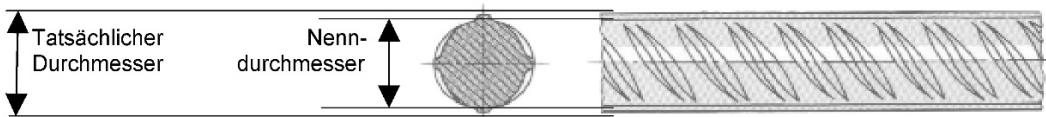


Bild 5.1 Tatsächlicher und genannter Stabdurchmesser im Vergleich

Der tatsächliche Durchmesser kann auch in der Anschauung als der „lichte“ Durchmesser betrachtet werden. Womit dieser Durchmesser der eigentlich im Aufbau des Geflechtes (Maßketten!) wesentliche Durchmesser ist.

Somit gilt am Beispiel

10 mm	$\times 1,13 \approx 11,3$ mm,
14 mm	$\times 1,13 \approx 15,8$ mm,
28 mm	$\times 1,13 \approx 31,6$ mm.

Der Richtwert **1,13** wird oft **auch** in Werksangaben mit **1,15** angesetzt und vom Verfasser nicht als Streitpunkt betrachtet. Der Streitpunkt hingegen ist das Ignorieren dieser Proportion zwischen tatsächlichem und genanntem Durchmesser, weil damit wesentliche Probleme im Aufbauen des Geflechtes entstehen.

Durch die Rippung wird das „Übereinander“ und „Nebeneinander“ von Stabstählen im Geflecht immer mit einer größeren Summe ausfallen als nur in der Summe der Nennstabdurchmesser.

Diesen Unterschied gilt es bereits in der Konstruktion zu beachten, aber auch im Einbau, weil der **Einbauraum des Betonstahlstabes** durch seinen tatsächlichen Durchmesser wesentlich eingeschränkt wird. Der Aspekt des tatsächlichen Durchmessers hat Konsequenzen für die **Maßketten im Geflecht** (Absatz 4.2). Besonders bei größeren Stabdurchmessern werden Einbauräume teilweise zu „Null“ (Überlappungen – Stoßen!). Selbst die errechneten tatsächlichen Summenwerte aller über- oder nebeneinanderliegenden Stäbe sollten immer aufgerundet werden, um keine unvorhergesehenen Probleme im Geflecht zu erhalten.

So sind beispielsweise die Lochbohrungen für Betonstahldurchführungen durch Stahlträger oder andere Einbauten im Geflecht, so auch bei WIB-Überbauten (Walzträger im Beton – das Prinzip wird im Bild 5.2 mit einem Beispiel in der Seitenansicht oder in einem Schnitt wiedergegeben), mit dem tatsächlichen Durchmesser zu planen, um die Montage nicht wesentlich zu erschweren oder unmöglich zu machen.

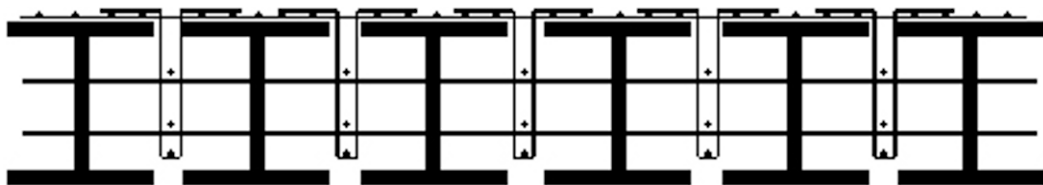


Bild 5.2 Prinzipschnitt eines WIB-Überbaus (Walzträger im Beton), der Stahlträger und Betonstähle zeigt

Oder das „Übereinander“ von starken Stabdurchmessern bei Ortbetonplatten ist immer mit den obigen Faktor zu berechnen, um die obere Betondeckung auch einzuhalten.



Bild 5.3

Ein Geflechtausschnitt, in dem die Abhängigkeit der Höhe von der Rippung der Betonstähle erkennbar deutlich ausfällt, weil die aus der unteren Lage in die obere Lage einlaufenden Stähle (Bügel und sonstige Positionen) die Betondeckung immer nur garantieren müssen.

Oder das „Nebeneinander“ von Überlappungsstäben in Unterzügen oder Stützen (Bild 5.3) ist insoweit wesentlich für die Planung, damit die Betonage im Überlappungsbereich der Stütze keine „Stahlwand“ vorfindet und den Beton noch durchfließen lässt.

Ob der vorhergegangene oder der laufende Betongang, beide haben sie einen entscheidenden Einfluss auf die Passgenauigkeit der Lage der Betonstähle. Diese Lage wird einerseits mit dem Plan vorgegeben, zeichnet sich aber andererseits auch über die Toleranzen der Maßketten und der Veränderungen der Lage beim Betongang immer neu ab. Dabei gibt es konstante Veränderungen und variable. Sie sind im Vorhinein nur schwer bestimmbar oder nicht erkennbar.

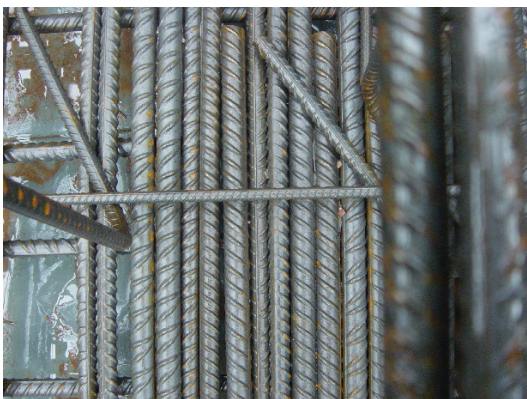


Bild 5.4

Ein Geflechtausschnitt für einen Unterzug, der eine Randverstärkung an einer Platte (Decke) realisieren soll, und keine Betondurchlässigkeit mehr zulässt. (Jeder Stab muss mindestens die Stabstärke an Betonumhüllung zulassen lt. DIN EN 1992-1-1!)

Weiter sind die Toleranzen im Betonstahl nicht immer voll erfassbar. Sie sind vorher nur schwer zu ergründen oder zu erfassen, weil die Toleranzen des Betonstahls auch von der Walzung abhängen. So ist auch die obige Formel des tatsächlichen Durchmessers mit dem Faktor 1,13 in einem Toleranzbereich liegend, so dass das Auslegen des Betonstabes sehr variabel sein kann.

Bild 5.5 zeigt Varianten der Lage von Betonstäben zueinander im Geflecht und die daraus folgenden Abweichungen im Gesamtmaß (Maßkette).

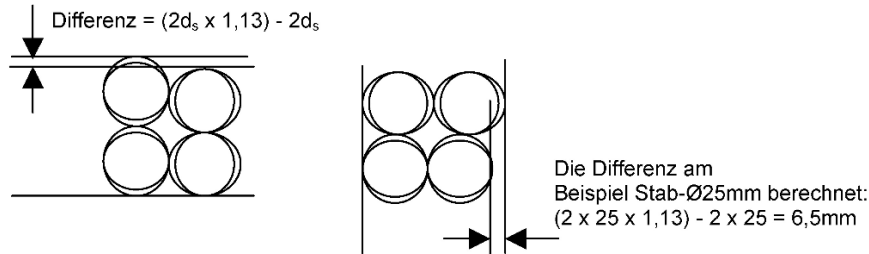


Bild 5.5 Varianten des Übereinander- und Nebeneinanderlegens von Betonstäben im Maßvergleich

Die Beherrschung all dieser Sachverhalte der unterschiedlichsten Maßketten, bedingt durch die Variationen der Walzung des Betonstahls, ist ein wesentlicher Aspekt der Bewehrungstechnik.

Weiter sind die aus dem Biegeradienprinzip herrührenden Probleme zu beachten, vor allem ist das Biegen auf der Walznaht des Betonstahlstabes oder daneben tolerierend.

Ein weiteres Beispiel ist eine sehr stark bewehrte Platte, die schon in der unteren Lage, wegen sehr hoher Belastungen – etwa bei einem Maschinenfundament –, eine Vierfachbewehrung enthält, also die Betonstahlstäbe zweimal kreuzweise übereinanderliegen (Bild 5.6). Im Bild 5.6 ist gut erkennbar, dass die Walznaht eine wichtige Rolle im Übereinander der Stäbe spielt, was zu einer nicht unerheblichen Anreihung von Maßen führt, die im Vorhinein in der Konstruktion nicht beachtet werden konnten, aber beim Aufbau der Platte eine Berücksichtigung finden müssen.

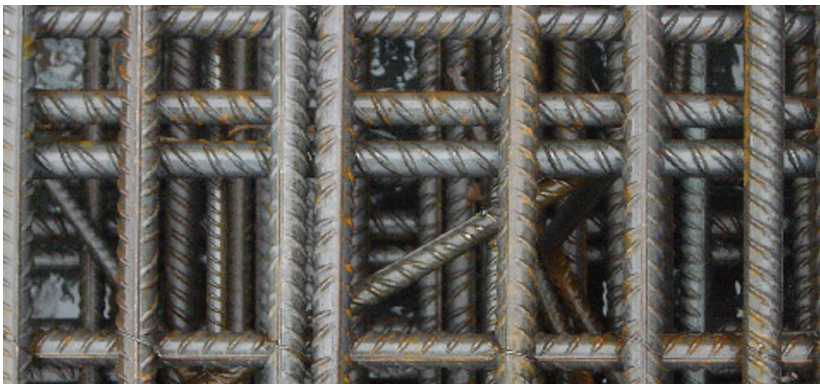


Bild 5.6 Von oben ist die Kompaktheit der unteren Lagen in einer Bodenplatte gut erkennbar. Sie lässt die Schwierigkeit der Bestimmung der Maßkette erkennen. Erkennbar sind die Walznahten, die bei allen Stäben im Einbau unterschiedlich verlaufen.

So wird einerseits die Konstruktion in die Pflicht genommen, genügend Toleranzen einzubringen, und andererseits der Bewehrungsaufbau, der mit genügend Weitsicht und Überblick den Geflechtaufbau in den Maßketten einbringen und realisieren muss.

Als allgemeiner Hinweis für ordnungsgemäße Konstruktionen und Aufbauten gilt nur der Hinweis der Beachtung sowohl der tatsächlichen Maße der Betonstahlstäbe (hier im Absatz 5.1) als auch der Betonstahlmatten (im Absatz 6.1), die die Maßketten im Geflecht maßgebend beeinflussen.

5.2 Die Menge der Betonstahlbiegeformen

So wie unter dem Absatz 2.2 allgemein dargestellt, können die in einem Betonteil auftretenden Zugkräfte mit einer endlich kleinen Anzahl von **Betonstahlbiegeformen** aufgenommen werden. Diese Formen wurden als **Betonstahlpositionen** im Geflecht im Absatz 1.2 definiert. Also ist ein Geflecht eine endlich geordnete Anzahl unterschiedlicher Biegeformen, die in unterschiedlichen Kombinationen ein Betonstahlgeflecht auszeichnen oder charakterisieren.

Die Anzahl der in einem Geflecht zusammengesetzten Biegeformen ist immer endlich. Die Anzahl der denkbaren für geometrisch unterschiedliche Betonstahlgeflechte ist ebenfalls als eine endliche Menge anzusehen. Ohne weitere Beweisschritte kann der Schluss folgen, dass es immer nur eine endliche Grundmenge an Biegeformen geben kann. Wenn diese Behauptung – alle denkbar möglichen geometrischen Geflechte sind mit einer endlichen Menge von Biegeformen zusammensetzbar – richtig ist, dann ist auch richtig, dass die Menge der Biegeformen endlich ist und einzeln oder in Gruppen nach ihren Eigenschaften im Geflecht untersucht werden kann. Eine solche Untersuchung setzt die Erkennung und Systematisierung möglicher Biegeformen voraus und muss eine Begrenzung der Menge möglicher Biegeformen zulassen.

Eine endlich systematisierte Menge praktischer Betonstahlbiegeformen soll mit dem Bild 5.7 vorgegeben werden und künftig kurz als die **Menge der Biegeformen** bezeichnet werden. Diese Menge der Biegeformen – auch die Menge der Stahlpositionen im Geflecht – lässt alle geometrisch denkbaren Geflechte konstruieren und aufbauen, also die **Menge der Geflechte** realisieren.

Die Aufgabe des Bewehrungsbaues – von der Konstruktion bis zum Einbau – ist es demzufolge, aus dem Bild 5.7 diejenigen Biegeformen auszuwählen, die das erforderliche Geflecht in allen seinen statischen und konstruktiven Funktionen (Absatz 2.2) erfüllen lässt.

Es gilt: Alle Geflechte lassen sich mit einer begrenzten Menge von Biegeformen realisieren. Oder: Die Menge aller begrenzten Biegeformen im Bild 5.7 lässt die Menge aller Geflechtformen realisieren.

Demnach ist die Menge der Biegeformen (Bild 5.7) die Zusammenstellung aller zerlegten Geflechte. Sie ist aus mehreren Erfahrungswerten in der Herstellung von Betonstahlbiegeformen aus tausenden von Zeichnungen unterschiedlichster Geflechtformen erkannt und abstrahiert worden.

Die Menge der Biegeformen verändert nur unwesentlich ihre Mächtigkeit von 100, so dass auch aus der Sicht der Mächtigkeit sich die Untersuchung dieser Biegeformmenge sowohl in den einzelnen Formen als auch in Gruppen mit den Beziehungen der Formen zueinander lohnt und für die praktische **Konstruktion von Geflechten** auszahlen wird.

Wie bereits im Absatz 2.2 ausgeführt wurde, haben Betonstahlbiegeformen oder Stahlpositionen sowohl eine **statische Funktion** als auch eine **konstruktive Funktion**. Oder die Menge aller Biegeformen kann Zug- und Druckkräfte aufnehmen beziehungsweise im Geflecht ableiten. Dazu muss die Konstruktion erstrangig das Grundgeflecht aller Betonstahlstäbe entwickeln, die die Belastungen oder Zug- und Druckkräfte (statischen Funktion) im Geflecht aufnehmen.

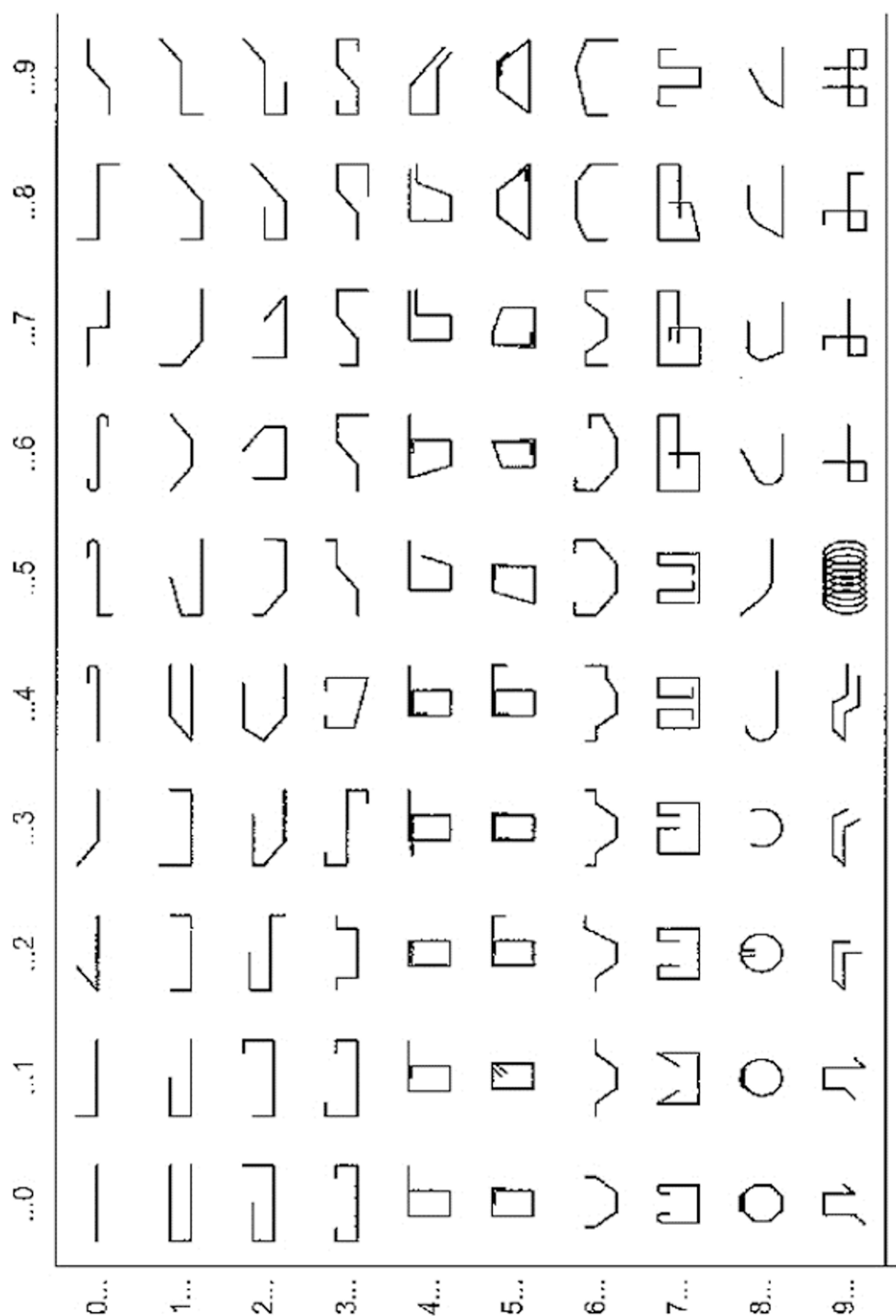


Bild 5.7 Menge der Biegeformen (oder Betonstahlpositionen)

Zum Zweiten wird das Geflecht in den geometrischen Konturen durch weitere Betonstahlformen (konstruktive Funktion) so vervollständigt, dass das Geflecht in allen Ecken und Kanten „geschlossen“ ist und nicht „offen“ erscheint.

Statisch betrachtet, muss die Konstruktion das berechnete A_s in mehreren Betonstahlstabvarianten (Durchmesser und Teilung) so aufteilen oder untergliedern, dass das Geflecht statisch vollständig oder maximal erfasst ist, während die dann noch vorhandenen „offenen Stellen“ im Geflecht mit weiteren Biegeformen zu schließen sind. Es wird dann ein A_s' erreicht mit $A_s < A_s'$.

Es gilt: Jede Biegeform aus der Menge aller Biegeformen kann sowohl eine statische als auch eine konstruktive Funktion im Geflecht erhalten.

Für die Bearbeitung der Biegeformen ist sehr wichtig, dass der Bearbeiter (Bieger) die Form schnell und eindeutig erfasst, ohne den Zusammenhang zum Geflecht zu kennen. Deshalb gelten eigene „Regeln“ für die Bearbeitung, die mit den nachfolgenden Bemerkungen aufgeschrieben sein sollen und den Inhalt des Bildes 5.7 noch weiter erklären.

Wesentlich für die Produktion der Biegeformen ist die Überlegung der maßstabsgerechten Zeichnung einer Biegeform. Innerhalb einer jeden Produktion gibt es die so genannte „**Werkstattzeichnung**“ auf deren Grundlage das Werkstück gefertigt wird. Diese Zeichnung muss den Bearbeiter des Werkstückes (der Biegeform) schnell und relativ eindeutig das Wesen erkennen lassen, ohne irgendwelche weitere Abstraktionen vorzunehmen. Verantwortlich für die Herstellung dieser Werkstattzeichnung ist die **Arbeitsvorbereitung**, die auf Grund ihres Wissens der Fertigung diese Zeichnung für den Bearbeiter produktionsgerecht herstellt und so für den schnellen produktiven Ablauf in der Produktion vorbereitet.

Unter dem vorgenannten Aspekt muss der Betrachter die Menge der Biegeformen aus Bild 5.7 sehen. Denn es wird bei abstrakter Betrachtung nicht verborgen bleiben, dass es Formen gibt, die in anderen Maßstäben doch geometrisch gleich sind (Form 55 und 56), oder solche, die bei variablen Schenkelmaßen identisch sind (Form 90 und 91).

Weiter muss aus dem inhaltlichen Aspekt der Werkstattzeichnung das unmaßstäbliche Zeichnen einer Biegeform für den Bearbeiter gelten. Das gilt beispielsweise aus der einfachen Erklärung der Biegeform 01, die mit dem langen Schenkelmaß 16 m und einem abgewinkelten Schenkel von 20 cm im Maßstab gezeichnet, den 20-cm-Schenkel auf einer 10 × 10 cm großen Zeichnung gar nicht erkennen lässt (Bild 5.8). Der Betrachter des Bildes 5.8 sollte sich auch die Konsequenz für die geistige Erfassung eines Schenkellänge von 16 m anstelle von 8 m beantworten. Vor allem die der Darstellung der kurzen gebogenen Schenkel und ihrer Maße.

Oder die in der Form 91 unterschiedlichen Stützhöhen des „Abstandbocks“, die sich nur um wenige Zentimeter unterscheiden und so beispielsweise das Maß 23 cm links und 28 cm rechts leicht zu Verwechslung führen könnte, wenn die Form 90 dafür gewählt würde. Also ist für die Werkstattzeichnung die Verwendung der grafischen anderen Form 91 wesentlich besser (Bild 5.9).

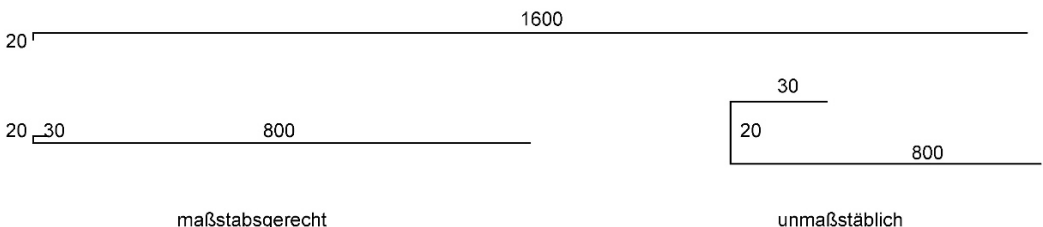


Bild 5.8 Vergleich von maßstabsgerechter und unmaßstäblicher Darstellung der Biegeform 01 und 11 in einer Werkstattzeichnung

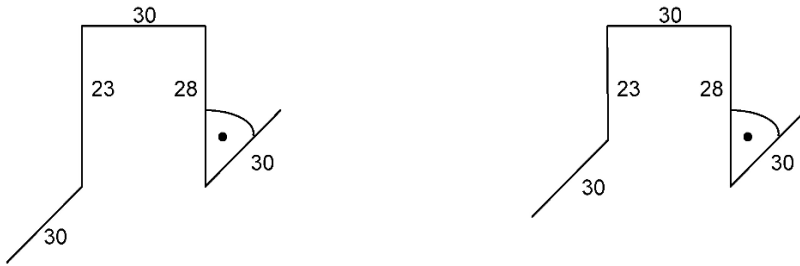


Bild 5.9 Vergleich von unterschiedlichen Werkstattzeichnungen (Bearbeitungsvorgaben) auf Grund unterschiedlicher Maße

5.3 Die Betonstahlbiegeformen und ihre Kombinationen

Der konstruktive Grundgedanke zur Geflechtherstellung gilt erstrangig immer der Aufnahme der Zug- und Druckkräfte (statische Funktion) in einem Grundgeflecht von kreuzweise gelegten Betonstahlstäben, also der Umsetzung des „erforderlichen“ von der Statik vorgegebenen Stahlquerschnitts A_s im Geflecht.

Danach wird das Geflecht mit denjenigen Stahlbiegeformen so vervollständigt (konstruktive Funktion), dass die geometrischen Konturen (Betonteil minus Betondeckung) des Geflechts erreicht werden. Der Begriff der „offenen Stelle im Geflecht“ heißt auch anders ausgedrückt, dass es keine Abstände größer als 15 cm zwischen mindestens zwei in einer Lage liegenden Betonstahlstäben geben darf. Oder dass es offene Ecken und Kanten im Geflecht gibt, die geschlossen werden müssen. Die letzte Aussage geht einfach aus der natürlichen Anschauung hervor und sollte evident sein.

Am Beispiel des Bildes 5.10 wird eine einfache Erklärung für statische und konstruktive Stahlpositionen gegeben. So ist das Geflecht, das Belastungen (Kräfte) im Betonbauteil aufnehmen muss, erstrangig mit **statischen Betonstahlpositionen** zu konstruieren (im Bild 5.10 „schwarz“ eingezeichnet), während danach zur Vervollständigung der geometrischen Formen des Geflechts – Bauteilabmessung minus Betondeckung – die **konstruktiven Stahlpositionen** „einkonstruiert“ werden (im Bild 5.10 „rot“ eingezeichnet), womit das Geflecht auch erst richtig „ausgeformt“ wird.

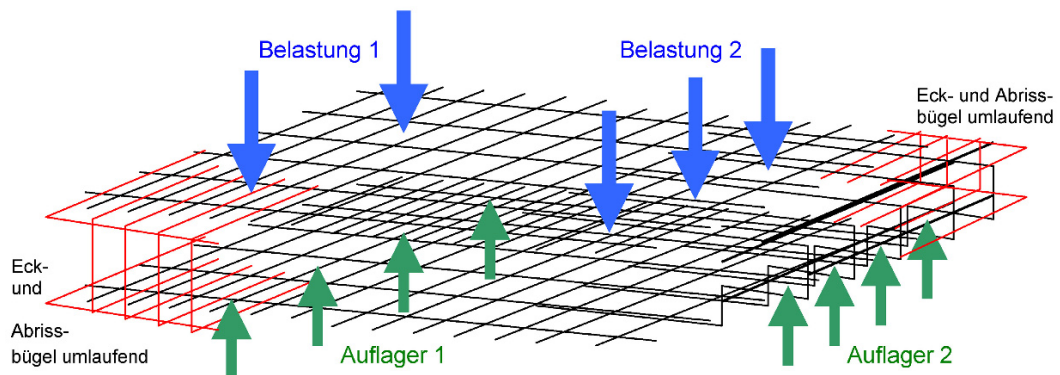


Bild 5.10 Unterschied von statischen (schwarz) und konstruktiven (rot) Betonstahlformen im Geflecht

Für die konstruktive Ausformung des Geflechts haben die Unterstützungen zwischen der unteren und der oberen Lage, die die Betonstäbe beim Betongang in der notwendigen Lage garantieren, sehr wesentliche Bedeutungen. Sie sind in den Maßketten entscheidend für die richtige und maßgerechte Höhe der Bewehrungslagen verantwortlich. Darauf wird im Absatz 8 noch einmal genauer eingegangen.

Mit den vorgenannten Aspekten der Geflechtkonstruktion und des Geflechtaufbaus ist naturgemäß die Einfachheit oder Kompliziertheit des Geflechts verbunden.

Dabei gilt erstens, dass ein Geflecht statisch umso besser zu bewerten ist, je weniger das Geflecht Stahlpositionen hat. Diese These beinhaltet auch die Aussage, dass ein Geflecht umso mehr statische Werte aufnimmt, je weniger Stahlpositionen ineinander verschränkt sind.

Am Beispiel einer Treppenbewehrung mit 150 kg und 20 Positionen kann diese These einfach nachempfunden werden. Denn für eine Treppe gleichen Umfangs mit nur 5 Positionen ist die innere Stabilität sofort nachföhlbar. Beide Geflechte könnten einem nachvollziehbaren Vergleich standhalten, in dem der Bau eines Floßes nachempfunden wird, welches immer dann, wenn es aus vielen kleinen Schilfstangen gebaut wurde, bei Weitem nicht so stabil im Wasser lag wie dasjenige, das aus wenigen langen und stärkeren Schilfstangen gebaut wurde.

Insofern ist die Anzahl der Stahlpositionen (Biegeformen) ein Merkmal der Statik des Geflechts.

Die geringe Anzahl der Stahlpositionen ist aber auch ein Merkmal der ausgereiften Konstruktion eines Geflechts. Ein Geflecht mit einer geringen Anzahl an Stahlpositionen ist auch technologisch als gut zu bewerten, weil mit der geringen Anzahl an Positionen die Produktivität des Geflechtaufbaus korreliert.

Die Konstruktion des Geflechts beinhaltet immer auch die Technologie des Geflechtaufbaus.

Die Konstruktion des Geflechts ist nicht frei von der Verantwortung des schnellen und produktiven Geflechtaufbaus. Gleich in welcher Beziehung die Konstruktion (Ingenieurbüro) zum Bauobjekt steht, sie muss ihre Verantwortung zur Technologie (Ingenieur – griechisch: technisches Genie) erkennen und sie in der Zeichnung (dem Plan) umsetzen. Das heißt, die Konstruktion muss das Geflecht vom Standpunkt der Bautätigkeit sehen und nicht abstrakt irgendwelche „Gebilde“ realisieren.

Für die tieferen Betrachtungen eines Geflechts gelten nachfolgende Kombinationen:

Der **gerade Betonstahlstab** kann als der **eindimensionale Betonstahlstab** beschrieben werden, der **gebogene Betonstahlstab** kann als der **zweidimensionale Betonstahlstab** und der **verdreht gebogene Betonstahlstab** als der **dreidimensionale Betonstahlstab** beschrieben werden (Bild 5.11).

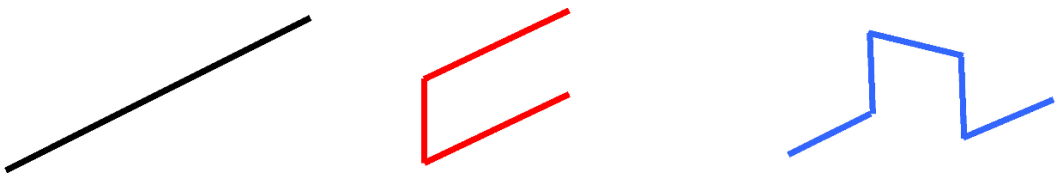


Bild 5.11 Die Betrachtung der linearen, ebenen und räumlichen Stabstahlbiegeformen in perspektivischer Darstellung.

Wird diese Betrachtung auf die Herstellung eines Geflechts übertragen, dann gilt, dass jedes Geflecht mit geraden, gebogenen und verdreht gebogenen Biegeformen zusammengesetzt wird (Bild 5.12).

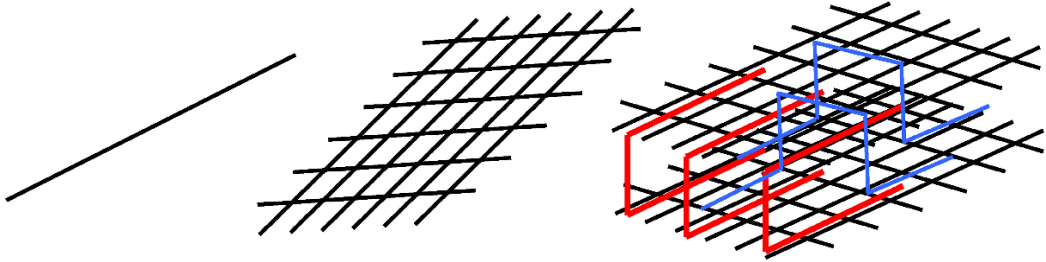


Bild 5.12 Das ein-, zwei- und dreidimensionale Geflecht aus den ein-, zwei- und dreidimensionalen Betonstahlpositionen.

Für das Weitere soll der Begriff der **Betonstahllage** als ein Bündel parallel zueinander ausgelegter gerader oder gebogener Betonstahlstäbe mit vorgegebener Teilung gelten.

Dann kann eine gerade Betonstahllage als das **eindimensionale Geflecht** betrachtet werden, während mindestens zwei gerade sich orthogonal kreuzende Betonstahllagen das **zweidimensionale Geflecht** (eine **Betonstahlmatte**) ergeben und jede Ergänzung von mindestens zwei Betonstahlmatten mit weiteren gebogenen oder verdreht gebogenen Betonstahllagen als das **dreidimensionale Geflecht** (ein **Betonstahlkorb**) betrachtet wird (Bild 5.12).

Danach werden die Betonstahlstäbe in unterschiedlichen Biegeformen, ob geradlinig (linear), eben (planar) oder rechtwinklig (orthogonal) zueinander, immer zu einem Geflecht kombiniert.

Das Zusammensetzen oder -bauen der Biegeformen (Positionen) verlangt das passende Ineinanderschieben oder Ineinanderverschränken der unterschiedlichsten Biegeformen. Auch hier werden wiederum die Maßketten als das entscheidende Merkmal des Geflechtes bestimmen. Die Passungen der unterschiedlichsten Biegeformen in einem Geflecht sind ein wichtiger Produktivfaktor beim Aufbau des Geflechtes. Sie sind das Wesen der Produktivität beim Geflechtaufbau.

So müssen die Stegmaße a und b als Abstand der beiden „Schenkel“ in der Biegeform 10 (Bild 5.7) die Relation

$$a < b - 2 d_{sb} \times 1,13$$

einhalten, wenn der Bügel mit dem Stegmaß b den Bügel des Stegmaßes a umfassen soll (Bild 5.13).

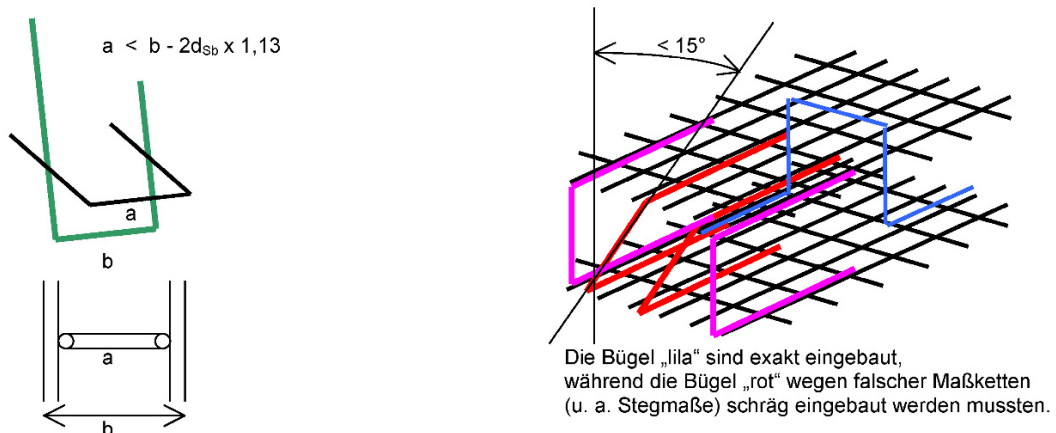


Bild 5.13 Maße beim Ineinanderschieben und beim Verdrehen von Betonstahlformen im Geflecht.

Die orthogonale Lage zweier Stäbe zueinander ist nicht der Winkel in einer Biegeform, als viel mehr der Winkel zwischen den sich kreuzenden Stablagen (Betonstahlbündel) im Geflecht. Diese rechtwinklige Lage zueinander ist eine Garantie für die ordnungsgemäße Kräfteverteilung im Geflecht (Absatz 2.2). Eine davon abweichende Gestaltung kann problematisch für die vollständige Aufnahme der Kräfte sein. Es ist aber möglich, die Abweichung der Stablage vom rechten Winkel bis zu etwa 15° zuzulassen, also im Winkel von 75° bis 105° die Lagen in Ausnahmen zueinander zu legen.

Diese Tatsache ist für Randbügel insofern sehr wichtig, da die berechneten Maßketten der Lagen im Geflecht meist fehlerhaft sind und damit der gebogene Randbügel nicht im erforderlichen rechten Winkel entweder die Stahllagen umschließen oder unterstützen kann (Bild 5.13 rechts).

Die vorgenannten Verhältnisse beim Ineinandergreifen offener oder geschlossener Biegeformen sind vor allem bei letzteren komplizierter. Umschließungen oder Umfassungen müssen insbesondere dann genau berechnet werden, wenn die Betonstahldurchmesser $d_s \geq 14$ mm sind.

5.4 Die Grundgewichte und die Querschnitte des Betonstahlstabes

Für die Bestimmung und Berechnung des Betonstahls ist sein Metergewicht wichtig. Dazu ist die allgemein gültige These der Gewichtsbestimmung in physikalischen Körpern zu beachten:

Es gilt, dass die Masse eines Körpers aus dem Produkt seines räumlichen Körperinhalts und der Dichte des Materials, aus dem der Körper besteht, berechnet wird.

Die Masse soll einfach in Anlehnung an gebräuchliche Tabellen als Gewicht bezeichnet werden. Damit kann die Gewichtsbestimmung auch bei sehr schweren und großen Körpern computergestützt erfolgen und muss nicht über eine Waage „getragen“ werden. Es werden **Einheitsmaße** in „kg/m“, „kg/m²“ oder in „kg/m³“ bestimmt, die dann für weitere Rechnungen bereitstehen.

Für den Betonstahl, der als Meterware geliefert wird, ergibt sich das Metergewicht in kg/m aus dem Produkt des räumlichen Inhalts eines Meterstabes – Querschnittfläche (Kreisfläche) des Betonstahlstabes multipliziert mit einem Meter – multipliziert mit der Dichte des Stahles, die in der Größe von $7,85 \text{ kg/dm}^3 = 7,85 \text{ g/cm}^3 = 0,000.007.85 \text{ kg/mm}^3$ vorgegeben sein kann.

Für die Berechnung des Betonstahlmetergewichts gilt die Formel:

$$\begin{array}{ccccccc} (d_s^2 \times \pi/4) \times & 1000 \times & 0,000.007.850 & & \text{in kg/m} \\ \text{Kreisfläche} & \text{Länge} & \text{Dichte} & & \\ \text{mm}^2 & \text{mm} & \text{kg/mm}^3 & & \end{array}$$

Aus der vorgenannten Formel errechnet sich für die unterschiedlichen Durchmesser d_s die nachfolgende Tabelle in den gebräuchlichen (handelsüblichen) Dimensionen:

Nenndurchmesser	6	7	8	9	10	12	14	16	20	25	28	32 mm
Querschnitt	0,283	0,385	0,503	0,636	0,785	1,131	1,539	2,011	3,142	4,909	6,157	8,042 cm ²
Metergewicht	0,222	0,302	0,395	0,499	0,617	0,888	1,21	1,58	2,47	3,85	4,83	6,31 kg/m
Tats. Durchmesser	6,8	7,9	9,1	10,2	11,3	13,6	15,9	18,1	22,6	28,3	31,7	36,2 mm

(Zur Erklärung sind die Metergewichte in genau drei folgende Ziffern der Zahl gerundet, um dem Aufwand für Rechnungen und (althergebrachte) Speicherungen besser zu entsprechen! Heutige Computerprogramme haben damit nicht selten ein Problem, weil sie mit längeren Ziffernfolgen in der Zahl rechnen. Da die Rechnungen damit leicht verzerrt werden können, sollte jeder, der die obigen Metergewichte verwendet, strikt darauf achten, dass die angegebene dreistellige Ziffernfolge der Gewichtszahl auch eingehalten wird (der Verfasser!). Diese dreiziffrige Gewichtszahl ist auch Grundlage der Normgewichte in der DIN 488 und Grundlage aller Handelsgeschäfte innerhalb der Europäischen Union und darüber hinaus!)

Mit dieser Berechnungsmethodik ist das Gewicht jedes Geflechts bestimmt, nämlich als die Summe aller Stäbe, die im Geflecht vertreten sind. Alle Stäbe eines Geflechts sind in einer Stahlliste systematisch erfassbar, womit die Summe aller einzelnen Stabgewichte das Geflechtgewicht ergibt.

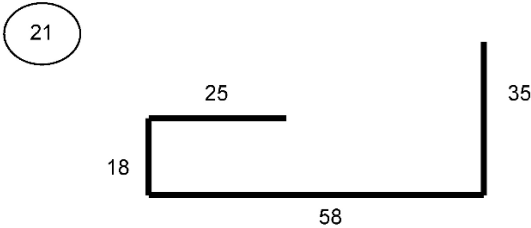
Die vorgenannte Methodik der Gewichtsbestimmung eines einzelnen Stabes (als Beispiele siehe dazu nachfolgende Berechnung von zwei Biegeformen) garantiert damit die Bestimmung des Gewichts einer Betonstahlmatte (zweidimensionales Geflecht) und die eines Betonstahlkorbes (dreidimensionales Geflecht), die jeweils unter den Absätzen 6.3. und 7.5. noch genauer betrachtet werden sollen.

Alle anderen Baustahlsorten – Trägerstahl, Winkelstahl, Blechstahl u. a. – berechnen sich analog nach dieser Grundformel „Querschnitt der Stahlsorte multipliziert auf 1 m Länge und multipliziert mit der Dichte 7,85 kg/dm³“ und können in veröffentlichten Tabellen [20] eingesehen werden.

Als Gewichtsrechnungen der Betonstahlbiegeformen aus dem Bild 5.7 ergeben sich beispielsweise

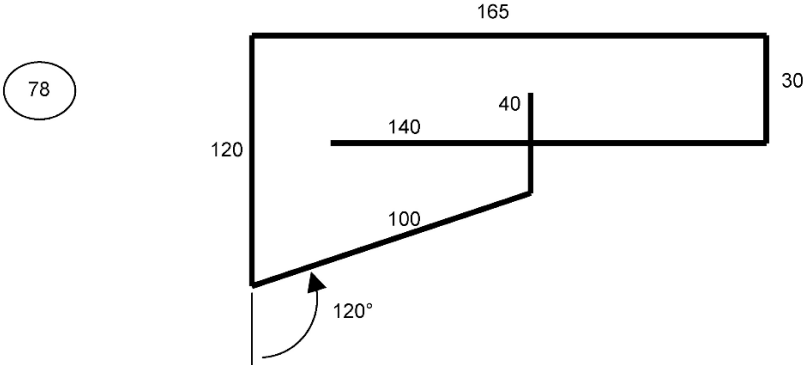
5

für die Biegeform 21 mit dem Stab-Ø 12 mm



das Gewicht von $(18 + 25 + 58 + 35) \text{ cm} \times 0,888 \text{ kg/m} = 1,208 \text{ kg}$
Längenberechnung Metergewicht Bügelgewicht

für die Biegeform 78 mit dem Stab-Ø 16 mm



das Gewicht von $(165 + 120 + 140 + 40 + 30 + 100) \text{ cm} \times 1,58 \text{ kg/m} = 9,401 \text{ kg}$

6 Betonstahlmatte

6.1 Die Grundstruktur der Betonstahlmatte

Der Begriff „Geflecht“ ist im eigentlichen Sinne des Wortes in der Bewehrung falsch gebraucht, weil die Betonstahlstäbe nicht miteinander verflochten, sondern vielmehr „nur“ übereinander gelegt oder ineinander geschoben sind. Dabei ist die Systematik der Anordnung der Betonstähle aber umso wesentlicher, weil die unterschiedlichen Durchmesser und Teilungen der Betonstahlstäbe die Grundstruktur des Geflechts ausmachen.

Insofern ist die Betonstahlmatte das Übereinander von zwei Lagen Betonstahlstäben.

Die Betonstahlmatte ist damit ein ebenes Geflecht kreuzweise orthogonal (im 90°-Winkel zueinander) gelegter und fest verschweißter Betonstahlstäbe (Bild 6.1).

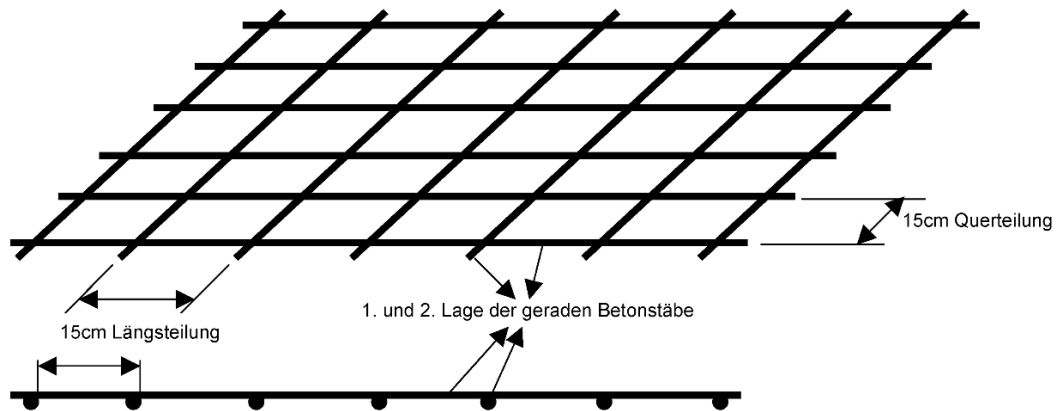


Bild 6.1 Betonstahlmatte (Ausschnitt) in ihrer Perspektivdarstellung oben und in der Seitenansicht darunter

Durch die Verschweißung aller Kreuzungspunkte der Stäbe entsteht ein stabiles ebenes Geflecht, welches das schnelle Auslegen in Platten, sowohl horizontal (Decken) als auch vertikal (Wände), ermöglicht.

Die Verschweißung der beiden Stablagen erzeugt aber auch ein anderes Maßkettenproblem als beim einfachen Übereinander (Absatz 5.1) der Betonstähle. Es wird sogar eine **geringere Höhe** der übereinander liegenden Stäbe erreicht (h_M im Bild 6.2), weil das Widerstandspunktschweißen (siehe Absatz 3.4) mit dem Pressschlag nach dem Glühprozess den Querschnitt verringert.

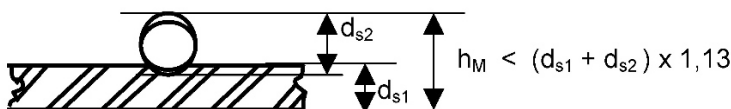


Bild 6.2 Verschweißung einer Kreuzung zweier Betonstahlstäbe in einer Matte mit etwaiger Höhenangabe.

Ist der **tatsächliche Stabstahldurchmesser d_S um etwa 13 % größer** als der Nenndurchmesser (Absatz 5.1), so ist **die Mattenhöhe um 6 % geringer** als die Summe der übereinanderliegenden Stabnennendurchmesser d_{S1} und d_{S2} der Matte, oder

$$h_M \approx (d_{S1} + d_{S2}) \times 0,94.$$

Durch den Verschweißungsprozess entstehen feste konstante Grundstrukturen der Matten, die sich damit auch als „Grundgerüst“ für den Aufbau komplizierter dreidimensionaler Geflechte eignen.

Historisch geht die Herstellung der Betonstahlmatte auf die 50-iger Jahre des letzten Jahrhunderts zurück, in denen das „Wirtschaftswunder Bundesrepublik“ einen Leistungsschub im Bauen bei kleinen Bauobjekten brauchte. Damals entstand, durch Hochschuldozenten initiiert, die „Bau-stahlgewebe GmbH“, die sich mit der Systematisierung (Normung) von Mattenarten, so auch der Einführung der Q- und R-Matten-Klassifizierung, beschäftigte.

Der Einsatz von Stahlmatten kann sehr ökonomisch sein, weil seine Vorproduktion in Mattenwerken sehr leistungsintensiv ist, und auf der Baustelle doppelt so schnelle Einbauzeiten wie die mit Stabstählen erreicht werden. Die in den Mattenwerken erforderliche Wertzuführung wird im Nachhinein wieder durch kurze Einbauzeiten wettgemacht. Weiteres dazu unter Absatz 6.4.

Um den Prozess einer höheren Baueffizienz noch weiter zu steigern, gibt es unterschiedliche Betonstahlmatten, die nach statischen belastbaren Aspekten für konkrete Einsatzfälle entwickelt wurden und in DIN-Tabellen (DIN 488) als Grundprodukte der Bewehrung wiedergegeben sind.

6.2 Die baurelevanten Betonstahlmatten

6.2.1 Lagermatten und Listenmatten

Die **Lagermatten** werden in hohen Stückzahlen (mehr als Zehntausend je Produktion) auf **Spezialmaschinen** gefertigt und sind am Markt ab einem Großhandelslager (daher auch der Name Lagermatte) stetig verfügbar oder kaufbar.

Im Gegensatz dazu sind **Listen- oder Zeichnungsmatten** mit einem kleineren Umfang für das konkrete Bauvorhaben konstruiert und werden auf **Universalmaschinen** mit anderen Bedingungen als die Spezialmaschinen für Lagermatten gefertigt und vertrieben.

Dieser Zusammenhang oder relativ kleine Unterschied spielt bei der Bewertung der Ökonomie des Matteneinsatzes im Bauprozess (Absatz 6.4) eine große Rolle.

Für den Aufbau von Geflechtem mittels Matten gibt es mehrere Aspekte zu beachten. Logischerweise ist die Listen- oder Zeichnungsmatte genau nach dem speziellen Geflechtaufbau konzipiert und hat daher ihre Vorteile in der Aufbauproduktivität. Das Wesen des Einsatzes wird aber von der Ökonomie her bestimmt, in welchen Losumfang die Matten in der Vorfertigung hergestellt werden.

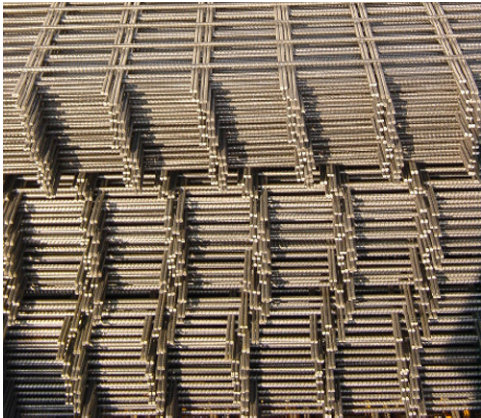


Bild 6.3 Mattenstapel mit Doppelstabmatten

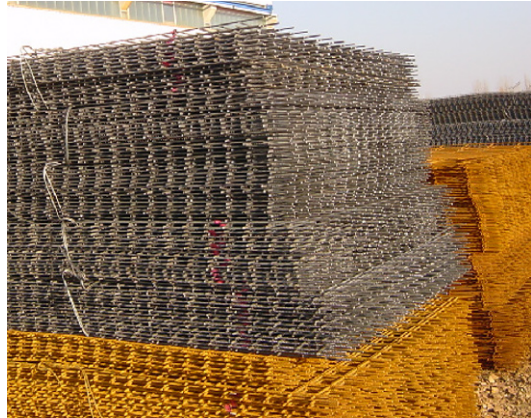


Bild 6.4 Mattenstapel in je 2 t-Bunden abgebunden

Lagermatten werden mit einheitlich konstanten Flächenmaßen $6 \text{ m} \times 2,30 \text{ m}$ und konstanten relativ kleinen **Durchmessern** von 6, 7, 8, 9, 10 mm sowie in **gleichen Teilungen** von 15 und 25 cm der Betonstahlstäbe in sehr großen Losen gefertigt. Es gibt zwei Kategorien von Lagermatten.

Erstens die **Q-Matte** (Q steht für quadratisch), in der Betonstahlstäbe mit jeweils gleichen Durchmessern und gleicher Teilung verschweißt sind. Damit sind **Last- und Verteilerstäbe** austauschbar, wenn die erforderliche Überlappung beachtet wird (Bild 6.5 links).

Und zweitens die **R-Matte** (R steht für rechteckig), in der jeweils Durchmesser und Teilung der Betonstahlstäbe unterschiedlich sind. Dabei fungieren die **Längsstäbe als Laststäbe**, weil sie dicker und enger verteilt sind, und die **Querstäbe als Verteilerstäbe**, weil sie dünner und weiter verteilt sind (Bild 6.5 rechts).

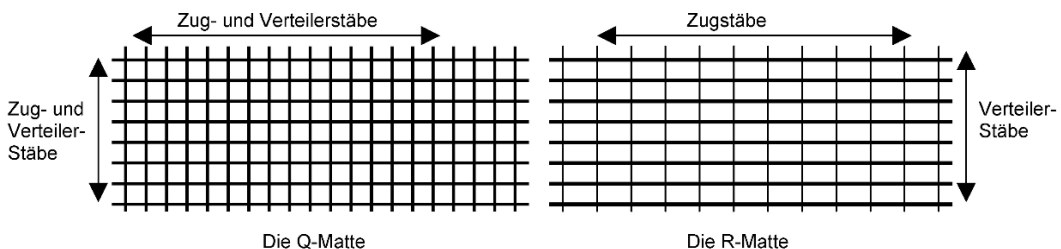


Bild 6.5 Das Prinzip des Lagermattenaufbaus

Die exakten Lagermattentabellen mit Durchmesser- und Teilungsangaben sind unter 6.3 aufgeführt.

Der Vorteil der Lagermatte liegt in der exakten Anordnung der kleinen Betonstahlstäbe, die bei einer Einzelstabbewehrung so geordnet nicht ausgelegt werden könnten.

Der Nachteil der Lagermatte liegt in ihrer stellenweise starken Anhäufung von überlappenden Stäben, wenn die Matten gestoßen werden müssen (vgl. Absatz 10) und der daraus resultierenden Unregelmäßigkeit der Ebenheit der Bewehrungsfläche. Diese „Verletzung“ der Ebenheit oder Planarität der Bewehrung führt teilweise zu erheblich unterschiedlichen Betondeckungen in der Fläche (Bild 6.6).

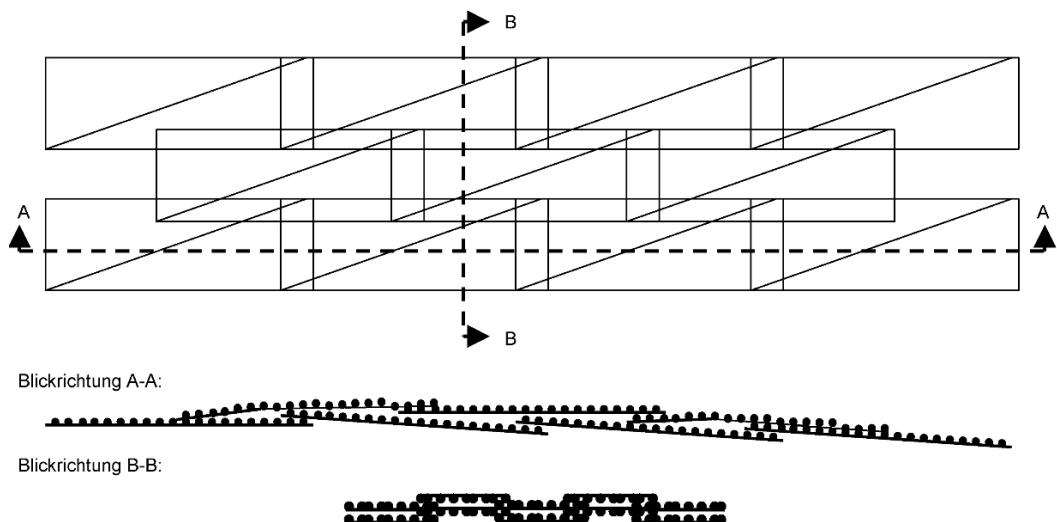


Bild 6.6 Verlegung von Lagermatten in der Draufsicht und in der Seitenansicht (leicht „übertrieben“).

Im Bild 6.6 ist klar erkennbar (eine leicht zeichnerische „Übertreibung“ sei dem Verfasser verziehen), dass die Verlegung einer Fläche mit Lagermatten eine sehr „unruhige“ Oberfläche bringt. Bei 10-mm-Matten wird die obere Betondeckung einer horizontalen Platte um mindestens 3 cm im horizontalen Flächenmaß variieren. Oder eine Platte kleiner gleich 25 cm Stärke mit oberer und unterer Bewehrung aus Lagermatten bringt keine exakten Betondeckungsmaße hervor, sowohl unten als auch oben.

Die Abweichungen in der Betondeckung, oder die von der Seite erkennbaren starken Differenzen im Flächenhöhenmaß, entstehen deshalb, weil das Übereinander der Querstäbe ein Maßaufbauen entstehen lässt. Dabei kann in beiden Blickrichtungen im Bild 6.6 nicht exakt herausgearbeitet werden, wie die „Schlaffheit“ der Matten sich an die davor oder daneben liegenden Matten anpasst. Wird dieses „Durchhängen“ auch noch in Rechnung gestellt, wird die Problematik der unklaren Betondeckung weiter erklärt. Die Konstruktion einer Mattenbewehrung muss demzufolge sehr wohl durchdacht sein und nicht einfach nach dem Bild 6.6 obere Hälfte geschehen. Eine Abhilfe zu diesem Problem schaffen die Listenmatten, wie später gezeigt wird!

Der Aufbau der Lagermatten ist im Verwendungszweck begründet. Der stärkste Stab liegt immer in Last- oder Zugrichtung des Bauteiles. Bei der Q-Matte ist die Zugrichtung beidseits garantiert und kann theoretisch unter Beachtung der Übergreifung (Stoß) längs und quer verbaut werden, während die R-Matte die Zugrichtung nur in Längsrichtung zulässt und demzufolge exakt nach Plan eingebaut werden muss.

Eine spezielle Lagermatte ist die **N-Matte** (steht für **n**ichtstatische Matte) mit dem Zweck der Bewehrung von Estrichlagen oder Wandaufputz. Damit ist Ihre Funktion auf das rissfreie geschlossene „Halten“ der vorgenannten Bauelemente am Bauteil beschränkt. Sie haben den analogen Aufbau der Q-Matte mit dem Durchmesserbereich von 3 bis 5 mm und der Teilung von 5 bis 10 cm der Stäbe.

Die Listenmatten sind konstruierte Matten mit **speziellen Maßen in Länge und Breite** und den verschiedenen **Stabdurchmessern bis 20 mm**. Der jeweilige Verwendungszweck bedarf meist nur einer beschränkt kleinen Losgröße, die teilweise unwirtschaftlich wird, wenn die Rüstzeit der Universalmaschine der Produktionszeit sehr nahekommt oder sogar übersteigt. Wird diese ökonomische Schieflage durch größere Stückzahlen überschritten, dann garantiert die genaue Anpas-

sung an die gegebenen Maßverhältnisse und Statikgrößen (Stabdimensionierung) im Gegensatz zu den Lagermatten einen wesentlichen ökonomischen Vorteil. Zumal ihre Überlappung in der Ebene erfolgt, was ein Qualitätsmerkmal bedeutet (vgl. Bilder 6.7–6.10 mit dem Bild 6.6).

Es gibt zwei Arten von Listennatten, einmal die **Einachsmatten** (Bild 6.7), diese enthalten nur die Zugstäbe gleichen Durchmessers mit quer verschweißten Montagestäben in Abständen von etwa 1 m, und zum anderen die **Zweiachsmatten** (Bild 6.8), die eine Ergänzung der zweiten Lage auf der Einachsmatte darstellen und bei denen die anschließende Matte in die vorhergehende immer eingeschoben werden kann.

Die Listennatten verhindern somit das Anhäufen oder das verstärkte Übereinander von Betonstahl in der Ebene, wie es bei der Lagermatte teilweise extrem vorkommt, und garantieren die geforderte Ebenheit oder Planarität (Absatz 2.2) der Bewehrungslagen im Geflecht.

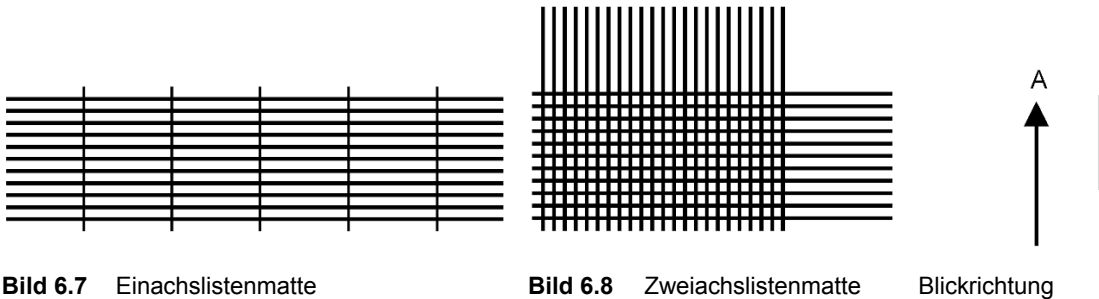


Bild 6.11 Auslegen der Einachslistenmatten auf einer Decke mit der gut erkennbaren Ebenheit der Mattenlage

Auf den Markt drängen auch immer mehr **Sondermatten** als **spezielle Listennatten**, die die Mattenhersteller durch einen universellen Maschineneinsatz ermöglichen und die Konstruktion der Geflechte unterstützen. Gewarnt werden muss vor dem bedingungslosen Einsetzen von Listennatten, ohne deren Ökonomie – ein kleines Los hat hohe Kosten zur Folge – zu studieren.

Bei allen Ausführungen ist weiter die Ökonomie unter Absatz 6.3 zu beachten.

6.2.2 Bügelmatten und HS-Matten

Die **Bügelmatten** garantieren das **rationelle Bewehren beim Randverbügeln** einer Platte, ob Bodenplatte (Horizontale) oder Wand (Vertikale). Sie sichern vorrangig das schnellere und maßhaltigere Bewehren. Spezifische Formen sind im Bild 6.12. wiedergegeben.

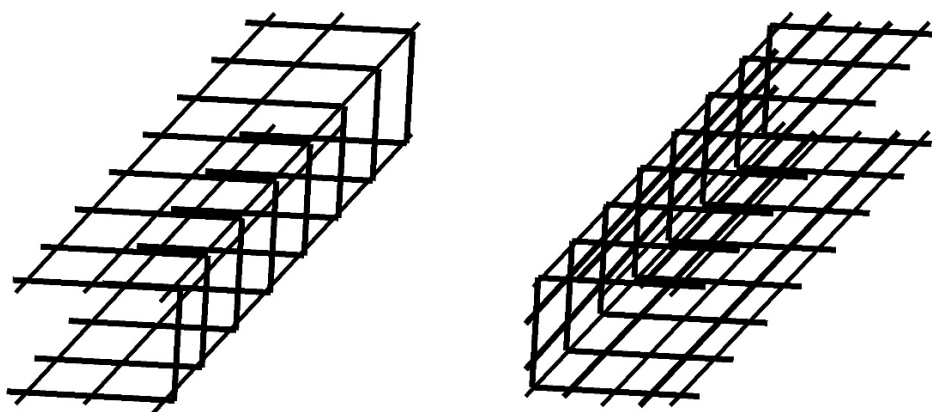


Bild 6.12 Zwei Bügelmattenarten mit unterschiedlichen statischen Anforderungen

Die **HS-Matten** (der Begriff „HS“ steht für „Haarnadel und Schlaufen“ und erklärt sich einfach aus der Anschauung!) sollen das **Durchdringen von Eckverbindungen** oder die schnelle Verbügung von **Wandanschlüssen aus einer vertikal liegenden Platte** garantieren (Bild 6.13).

Speziell im mittleren Mattenbereich sind die HS-Matten mit ausgesparten Längsstäben versehen, um nach der Biegung das Durchdringen zweier Matten zu gewährleisten. Die Durchmesser der Stahlstäbe sind im vollen statischen Einsatzbereich ($d_s > 6 \text{ mm}$) gegeben.

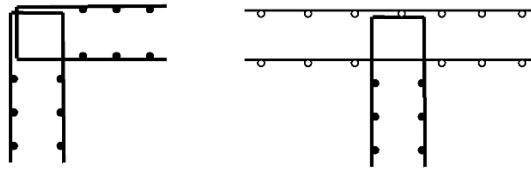
Die HS-Matten und Bügelmatten sind wie Listennatten zu bewerten und müssen in der ökonomischen Bewertung des Einsatzes entsprechend auch beachtet werden (siehe dazu Absatz 6.4).

Entsprechend der Menge der Biegeformen (Bild 5.7) sind die vorgenannten Bügelmatten in der Biegeform 10 gegeben. Bügelmatten sind auch in der späteren Betrachtung „Bügelkörbe“.

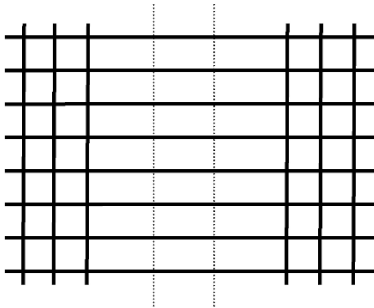
Die offenen Biegeformen 01 und 12 sind bei Bügelmatten auch vertreten, während andere offene Formen seltener gegeben sind.

Als geschlossene Biegeformen 40 u. a. werden die entsprechend gebogenen Bügelmatten – in der späteren Betrachtung „**Bügelkörbe**“ genannt – zum Transportproblem (Absatz 7.6 – Transport von Hohlkörpern!). Weitere Biegeformen, etwa die 76 u. a., sind biegetechnisch nur dann umsetzbar, wenn das Ineinandergreifen von gebogenen Stäben nicht durch Querstäbe behindert wird.

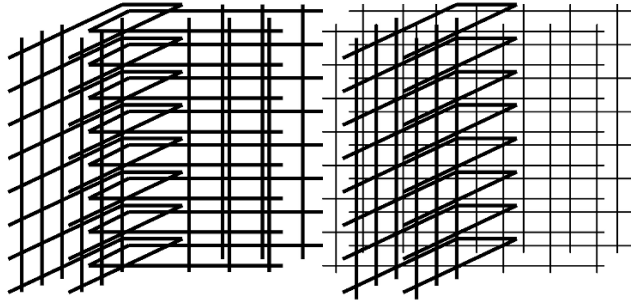
Durch die spezielle Konstruktion der Mattenbiegemaschine können gebogene Schenkel am Bügelkorb, gleich welcher Biegeform, nicht kleiner als 10 cm sein.



Die HS-Matten in gebogener Form und das Prinzip des Einbaus in der Eckausbildung und im Wandanfang.



Die HS-Matte in gestreckter Form mit den angedeuteten Biegekanten.



Die HS-Matte in den zwei darüberliegenden Einbauarten aus perspektivischer Sicht.

Bild 6.13 HS-Matten-Prinzip mit seinen Einsatzmöglichkeiten

6.3 Die Grundgewichte und Querschnitte der Lagermatte

Die Berechnung des Querschnittes der Matte setzt eine Überlegung zur Anzahl der Stäbe und deren Teilung in der Matte voraus. Bei einer 15cm-Teilung – als die Grundnorm der Teilung in einer Lagermatte – kommen auf einem Meter Abstand genau 6,66... Stäbe zu liegen (siehe Bild 6.15). Die gebräuchlichsten anderen Teilungen in/auf der Matte mit 25/20/12,5 und 10cm ergeben die Stabstückzahlen 4/5/8 und 10.

Damit wird der Querschnitt auf einem Meter für den 6mm-Stab aus dem Therm

$$(d_s^2 \times \pi/4) \times S = (6\text{mm}^2 \times 3,1415 / 4) \times 6,666 = 188,47 \text{ mm}^2/\text{m} \sim 188 \text{ mm}^2/\text{m}$$

berechnet. Für die Stäbe 7, 8, 9 und 10mm mit gleicher 15er-Teilung berechnen sich die Zahlen 257, 335, 424 und 524 mm²/m.

Diese 3-stelligen Querschnittsmaße bezeichnen die Q-Matten.

Bei der Q-Matte 636 liegen längs mit einer 10cm-Teilung die Stäbe 9mm, was den vorherigen Wert mit 636 mm²/m ergibt. Quer kommen aller 12,5cm die Stäbe mit dem Durchmesser 10mm, was zu dem Querschnittswert von 628mm²/m führt. Diese Abweichung längs/quer zu den anderen Q-Matten ist ein aus der Produktion bedingter Kompromiss und hat technische Ursachen im Verwenden der Stäbe nur bis 10mm.

Eigentlich wäre die Q636 eine Art R-Matte, weil der Querschnitt längs/636 vom quer/628 abweicht. Da diese Abweichung gering ist, wird sie als Q636 definiert.

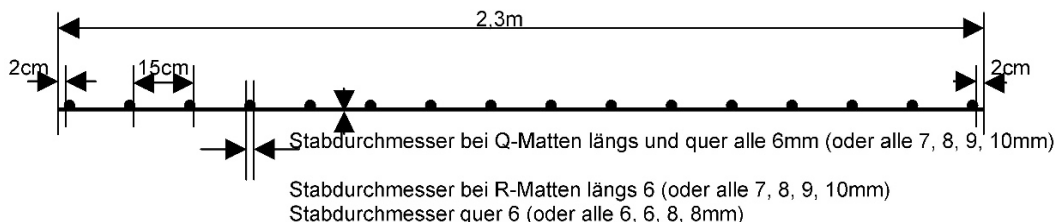


Bild 6.14 Seitenansicht einer Q-Matte in Längsrichtung mit deren Abmaßen und Teilungsmaßen

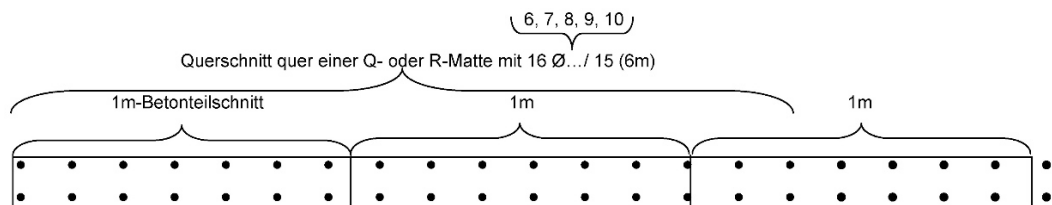


Bild 6.15 Betonteilmeterschnitt, dreimal maßstabsgerecht hintereinander gelegt, mit einer Matte im Querschnitt

Der Einheitsquerschnitt einer Q-Matte ist längs wie quer gleich, weshalb die Q-Matten auch gegenüber dem Plan „eben gedreht“ ausgelegt werden können (vgl. dazu das Bild 6.5).

Bei den R-Matten sind nur die Längsstäbe gleich den Q-Matten, die Querstäbe liegen in einer 25cm-Teilung mit kleinerem Stabdurchmesser, was zur Folge hat, dass die statische Zugfunktion nur längs gilt, also keine „ebene Drehung“ gegenüber dem Plan möglich ist (vgl. auch hier das Bild 6.5 auf S. 77). Ein sehr oft auftretender Fehler auf der Baustelle, beim zu flüchtigen Betrachten des Planes.

Das Einheitsgewicht einer Matte in kg/m^2 berechnet sich über den Zwischenschritt

Einheitsgewicht der Matte = Gesamtgewicht der Matte/Gesamtfläche der Matte,

wobei die Bestimmung des Gesamtgewichts der Matte die Anzahl der Stäbe auf der Matte nach Bild 6.14 unterstellt, wonach quer 16 Stäbe und längs 40 liegen (vgl. Formel auf S. 83).

Dazu kommen nach der Tabelle auf der S. 83 eine unterschiedliche Anzahl von Randstäben, die in der Rechnung in beiden Mattenarten variieren.

Die Variation der Randlängsstäbe ist der Überlappung der Matten geschuldet, um deren Stahlanhäufung bei der Überlappung nicht zu sehr „anschwellen“ zu lassen (siehe Bild 6.6 auf S. 78).

Diese Stahlanhäufung beim Verlegen von Lagermatten auf einer Platte ist ein großer Nachteil beim Erreichen der Ebenheit der Platte. Daraus muss der Leser den Vorteil der Ein- oder Zweiachslistenmatten hoffentlich gut erkennen (vgl. Bild 6.7+6.8 auf S.79).

Die aus diesen Aspekten bestimmten Einheitsgewichte und weiteren Flächenmaße der Lagermatten sind in der Tabelle der S. 83 berechnet und aufgeführt.

der Dimensionierung bestimmt sich aus Schweiß- und Produktivitätsgesetzen, die einen maximalen Stärkeunterschied von etwa 2 mm für schnelle Schweißmaschinen nur vorsehen. Abweichungen können zu Qualitätseinbußen der Matten führen.

- Die Randeinsparung ist so zu interpretieren, dass beispielsweise bei der Q424 das Nebeneinander der Matten im Überlappungsbereich von 60 cm (genau 4 Stäbe mit je 15 cm) ausmacht, in dem dann gerade 4 Paare 2×7 mm-Stäbe im Querschnitt von $2 \times 7 \text{ mm}^2 \times \pi/4 = 0,7697 \text{ cm}^2$ nebeneinander liegen, die den Ersatz/Substitution des 9 mm-Stabes mit $0,636 \text{ cm}^2$ Querschnitt garantieren, weil $0,7697 > 0,636$ ist (vgl. Absatz 2.3). Ähnliches gilt beim Ersatz des 10 mm-Stabes mit $0,7697 \sim 0,785$. Der Nachweis für die R-Matte mit der Überlappung 2×8 kann selbst nachgerechnet werden. Mit dieser Randeinsparung werden größere Überhöhungen von Stäben bei Lagermatten gemildert (Bild 6.6).

6.4 Zur Ökonomie der Mattenfertigung

Im Nachfolgenden soll der Aufwand einer Bewehrungsleistung (Herstellung eines Geflechtes) unter dem Einsatz von Matten anstelle von Stäben betrachtet werden, der sich bei einem höheren Bautempo aufzwingt.

Diese Betrachtung kann eigentlich immer nur im Zusammenhang mit dem konkreten Bauzeitenplan gelten. Denn, ob etwas schneller oder langsamer gebaut werden kann, entscheidet nicht nur die im Preis verankerte Zeit und damit der Bauzeitenplan, sondern auch das durch teilweise objektive Gründe verlorene und wieder aufzuholende Planzeitsoll.

Es gilt die These 1: Das mit Matten aufgebaute Geflecht ist immer schneller oder produktiver aufgebaut als jedes Geflecht nur mit Einzelstäben.

Der Beweis dieser These ist einfach, wenn er nur von der Aufbauzeit her geführt wird, er wird aber schwerer, wenn er vom Preis aus nachzuweisen ist.

Um diese These auch preislich zu fassen, muss sie differenzierter betrachtet werden. So können die Lagermatten die Stabdurchmesserbereiche 6–10 mm ersetzen, während von 8–16 mm die Listenmatten verstärkt eingeplant werden und in den Stabbereichen 14–32 mm der Betonstahlstab vorrangig in der Planung und Ausführung zum Einsatz kommt.

Es entstehen also drei Gruppen, die hinsichtlich der obigen These zu untersuchen wären. Aber der Praktiker wird sofort einwenden, dass es solch eindeutige Geflechtaufbauten gar nicht gibt. Es gibt nur Geflechte mit vorrangig obigen Bereichsgrenzen der Stabstahldurchmesser. Er weiß aber auch, dass der Geflechtaufbau mit den Stabdurchmessern 6, 8 oder 10 mm ein Vielfaches mehr an Zeit kostet als der Aufbau mit den entsprechenden Lagermatten. Also werden teilweise Aspekte erkannt, die richtig und ökonomisch bewertet werden können, ohne sie in Zahlen zu fassen.

Wird dazu die Stabstahlherstellung mit S_1 wertmäßig beziffert, die Bearbeitung mit S_2 und der Einbau auf der Baustelle mit S_3 , so umfasst die Summe $S = S_1 + S_2 + S_3$ den Wert der Herstellung eines Geflechtes nur mit Stäben. Wird eine analoge Bezeichnung für die Lagermatte gebraucht, dann ist die Summe $M = M_1 + M_2 + M_3$ der Wert für die Herstellung des Geflechtes nur mit Matten. Die Relation $S_1 < M_1$ gilt immer, weil die Mattenfertigung auf dem Ergebnis der Stabstahlfertigung erst aufbaut.

Es gilt dann die These 2: Der Geflechtaufbau mit Matten (Durchmesserbereich 6–12 mm) ist nur dann ökonomisch sinnvoll, wenn gilt:

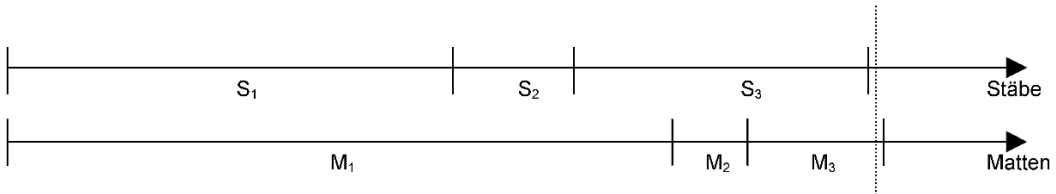
$$S > M \text{ und gleichzeitig } S_1 + S_2 > M_1 + M_2 \text{ und } S_3 > M_2 + M_3.$$

Gilt hingegen

$S < M$ und gleichzeitig $S_1 + S_2 < M_1 + M_2$ und $S_3 < M_2 + M_3$,

so ist der Stabeinsatz dem Matteneinsatz beim Geflechtaufbau vorzuziehen.

Die Interpretation am Zahlenstrahl lässt das Vorgenannte einfach erkennen:



Weitere mögliche Varianten der Relationen (auch das Gleichheitszeichen) sollen für die Entscheidung nicht zugelassen werden, weil deren Interpretationen ohnehin von den Gegebenheiten vor Ort noch weiter abhängig sind.

Ein einfaches sich selbst erklärendes Zahlenbeispiel aus dem Preisspiegel eines Geflechtanbieters zeigt die nachfolgenden Werte: $S_1 + S_2 = 500$ €, $M_1 + M_2 = 600$ €, $S_3 = 200$ €, $M_3 = 150$ €.

Die Prüfrrelationen ergeben

$$S - M = 700 \text{ €} - 750 \text{ €} = -50 \text{ €} < 0,$$

$$S_1 + S_2 - (M_1 + M_2) = 500 \text{ €} - 600 \text{ €} = -100 \text{ €} < 0,$$

$$S_3 - (M_2 + M_3) = 200 \text{ €} - 250 \text{ €} = -50 \text{ €} < 0$$

und zeigen ökonomisch einfach bewertet einen günstigeren Stabeinbau als den Matteneinbau.

Mit diesen einfachen Entscheidungen werden immer mehr Stäbe den Matten oder Matten den Stäben in der Planung vorgezogen.

Beim Vergleich von Stäben und Listenmatten, die meist im Durchmesserbereich von 10 bis 14 mm liegen, gilt eine noch schwächere Aussage. Für Listenmatten gilt ohnehin $S_1 \ll M_1$ (lese für \ll = wesentlich kleiner als!), womit der Listenmatteneinbau die Nebenleistung, etwa für Kranbereitstellungen (weil Mattengewichte > 150 kg gelten) u. a., den Aufwand, ohne in die Summe M einzugehen, doch wesentlich erhöht.

Weitere Vergleiche zu höheren Durchmessern machen keinen Sinn, weil der Matteneinsatz ab dem Durchmesserbereich 20 mm transporttechnisch gegenwärtig nicht gegeben ist.

Ausnahmen gibt es bei möglichen Schienen- oder Wasserstraßentransporten.

Es lassen sich konzentriert folgende allgemeine Thesen ableiten:

1. Der Matteneinbau ist immer dann in Frage gestellt, wenn der Wert der bearbeiteten Stäbe wesentlich kleiner ist als der Wert der bearbeiteten Matten, wenn $S_1 + S_2 \ll M_1 + M_2$ gilt.
2. Können die Nebenleistungen des Stab- und Matteneinbaus nicht in das Budget des Bauvorhabens eingeordnet werden, dann ist der Einbau mit der aufwandgeringeren Geflechtart durchgeführt.
3. Der Einbau wird genau dann von einer Geflechtart favorisiert, wenn die Geometrie des Geflechts es erzwingt, wenn also Geflechtabmaße ($12 \text{ m} \times 23 \text{ m}$ mit 1 m Überlappung der 12-m-Stäbe) den Stabmaßen besser entsprechen und diese den Matteneinbau bevorzugen und umgekehrt.

4. Der Stabeinbau ist im horizontalen Geflecht immer produktiver, während es im vertikalen Geflecht der Matteneinbau ist. Oft können ebene Flächen sogar im Matteneinbau aufwändiger oder qualitativ ungünstiger sein als der Stabeinbau, was zu einer Stabentscheidung führen muss.
5. Der Matteneinbau führt prinzipiell zu höherer Exaktheit und schnellerer Aussteifung des Geflechts und ist besonders in der Vorfertigung von Geflechtem außerhalb der Schalung unumgänglich. Das Ineinander, Neben- und Übereinander von Stäben ist teilweise aus Stabilitätsgründen ohne Matteneinsatz nicht denkbar.
6. Die Entscheidung, ob es einen vorrangigen Stabeinbau oder Matteneinbau am Bauobjekt gibt, ist von den komplexen ökonomischen Aspekten (Preis, Termin u. a.) und technischen Aspekten (Maßhaltigkeit, Exaktheit u. a.) zugleich abzuleiten.

Das relative „Durcheinander“ an Stahlpositionen in Form von Stäben und Matten macht das „Zusammenpuzzeln“ (Geflechtaufbau) vor Ort teilweise sehr schwierig (Bild 6.16 und 6.17).



Bild 6.16 Gebogene Matten und Stäbe in einem Deckensprung



Bild 6.17 Gebogene Matten und Stäbe in einer durch Aussparungen verengten Decke

7 Betonstahlgeflecht

7.1 Der Hauptaspekt von Geflechten

Dem Betrachter der Bilder 7.1 bis 7.4 erschließt sich der Begriff „Geflecht“ als ein beliebig geformtes „Stahlnetz“, welches durch die Konturen des Betonteils vorgegeben ist.

Das „**Betonstahlgeflecht**“ ist die systematische Anordnung von geraden, ebenen und orthogonalen Betonstahlformen, die in ihrer Ganzheit einen das Bauteil bestimmenden Hohlkörper ergeben.

In der Praxis ist die Fertigung der Geflechte vor Ort auf der Baustelle oder auch abseits in einem Fertigungswerk mit Transport auf die Baustelle gegeben und notwendig.

Der „**Betonstahlkorb**“ ist das zum Zwecke des verwindungsarmen Transports stabilisierte Geflecht.

Künftig kann somit der Begriff Geflecht auch immer mit dem Begriff Korb verwendet werden.

Beide stehen synonym zueinander.



Bild 7.1 Eckenbewehrung einer Bodenplatte



Bild 7.2 Eckenbewehrung einer Wand



Bild 7.3 Bewehrung eines Stützmauerfußes



Bild 7.4 Bewehrungskorb einer Stütze

Das Geflecht (Korb) kann, aus den Bildern 7.1 bis 7.4 ableitend, als ein räumliches Gebilde betrachtet werden, das aus unterschiedlichen Positionen oder Biegeformen (Bild 5.7) zusammengesetzt ist.

Die Geflechte (Körbe) können in der Unterscheidung dem Gedanken der „Finiten Elementmethode“ folgen, also den **Punkt**, den **Stab** und die **Fläche** als „Stahlnetz“ im Bauobjekt abbilden.

Wobei die Elemente Stab oder Fläche „Eigenarten“ wie Sprünge, Absätze oder Aussparungen enthalten können.

Es kann dann abstrakt gefolgert werden, dass der **Betonstahlstab** ein linearer oder eindimensionaler Geflechtkörper G_1 ist, die **Betonstahlmatte** ein ebener oder zweidimensionaler Geflechtkörper G_2 und das **Betonstahlgeflecht (Betonstahlkorb)** ein räumlicher oder dreidimensionaler Körper G_3 .

Diese abstrakte Beschreibung zeigt sich grafisch einfach erklärt im Bild 7.5.

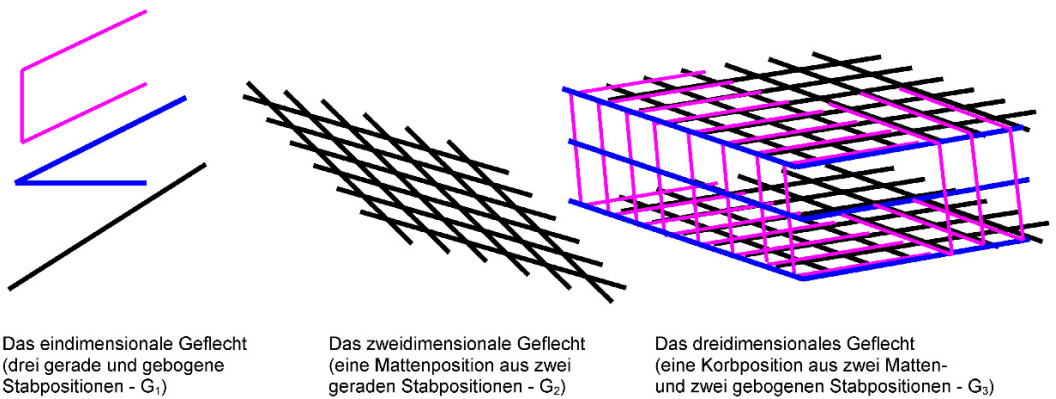


Bild 7.5 Gegenüberstellung der abstrakten drei Geflechtarten oder der Betonstahlhalbprodukte mit dem Betonstahlprodukt

(Die relativ unsaubere Definition des eindimensionalen Geflechts sollte der Leser im Interesse der Betrachtung ignorieren!)

Nach Absatz 1.2 ist das kleinste unteilbare Geflechtelement die Stahlposition (Biegeform). Mit dieser Betrachtung ist das kleinste unteilbare Geflechtelement ein eindimensionales Geflecht.

Weiter ist das Betonstahlgeflecht ein Produkt oder ein Ergebnis der Stahlbetonbewehrung, während der Betonstahlstab und die Betonstahlmatte Betonstahlhalbprodukte sind.

Es gilt jetzt, dass mindestens zwei eindimensionale Geflechte G_1 ein zweidimensionales Geflecht G_2 oder ein dreidimensionales Geflecht G_3 ergeben und mindestens zwei zweidimensionale Geflechte G_2 oder ein gebogenes zweidimensionales Geflecht G_2 ein dreidimensionales Geflecht G_3 ergeben.

Diese Aussage kann mit der „Aufwärtskompatibilität“ der Geflechtklassen bezeichnet werden, durch

$$G_1 \subset G_2 \subset G_3 \quad (1)$$

symbolisch gekennzeichnet. Insofern ist die Zusammensetzung (oder Vereinigung) unterschiedlich gerader und gebogener G_1 und G_2 das geforderte Geflecht G_3 . Symbolisch kann das mit der „Vereinigungsmenge“

$$G_1 \cup G_2 = G_3 \tag{2}$$

für G_3 ausgedrückt werden.

Zur Erklärung sind die vom Walzwerk und Mattenwerk in fest fixierten Abmaßen (Fixmaßen) für Stabdurchmesser und Stablängen produzierten und gelieferten Produkte **Betonstahlhalbprodukte** in Form G_1 und G_2 .

Die im Bild 5.7 ausgewiesenen 100 Biegeformen sind unterschiedliche Positionstücke G_1 oder auch G_2 und aus den Betonstahlhalbprodukten G_1 und G_2 hergestellt. Das Einzelstück G_1 und das ebene Geflecht G_2 sind Zwischenstufen der Herstellung von G_3 . Weil die Formen (1) und (2) mengetheoretische Interpretationen haben, gilt für das allgemeine Geflecht definitorisch

$$G = G_1^{k_1} \cup G_2^{k_2} \cup G_3^{k_3} \dots \cup G_n^{k_n} = \bigcup_{i=1}^n G_i^{k_i} \tag{3}$$

wobei „ n “ die Positionen und „ $k = k_1 + k_2 + \dots + k_n$ “ die Positionsstückzahlen (Einzelteile) im Geflecht G sind.

Die Stahlliste des Bildes 1.23 zeigt die Positionsanzahl n und die Positionsstückzahl k mit den einzelnen Teilen k_i wie im Bild 7.6 ausgewiesen.

Position	Stückzahl	Durchmesser	Einzel-länge	Meter-gewicht	Positions-gewicht
Nr.	Stk.	mm	m	kg/m	kg
i = 1	$k_1 = 12$	8	1,65	0,395	7,821
i = 2	$k_2 = 2$	14	3,67	1,210	8,881
i = 3	$k_3 = 3$	16	3,46	1,580	16,400
i = 4	$k_4 = 14$	12	2,45	0,888	30,458
i = 5	$k_5 = 15$	8	2,64	0,395	15,642
i = 6	$k_6 = 4$	20	3,85	2,470	38,038
i = 7	$k_7 = 5$	14	3,46	1,210	20,933
i = 8	$k_8 = 8$	10	1,88	0,617	9,280
i = 9	$k_9 = 1$	25	3,85	3,850	14,823
i = 10	$k_{10} = 6$	8	3,85	0,395	9,125
i = 11	$k_{11} = 11$	8	3,85	0,395	16,728
i = 12	$k_{12} = 16$	12	4,26	0,888	60,526
i = 13	$k_{13} = 3$	20	3,98	2,470	29,492
i = 14	$k_{14} = 4$	20	3,98	2,470	39,322
i = 15	$k_{15} = 11$	12	4,26	0,888	41,612
i = 16	$k_{16} = 2$	14	1,85	1,210	4,477
i = 17	$k_{17} = 2$	14	1,55	1,210	3,751
i = 18 = n	$k_{18} = 3 = k_n$	12	2,26	0,888	6,021
18	122				373,330
= Positionsanzahl	= Gesamtpositionsstückzahl				= Gesamtgewicht
	= Einzelteile				

Bild 7.6 Stückliste eines Korbs mit seinen Merkmalen Positionsanzahl und Positionsstückzahl (Einzelteile) und Gesamtgewicht

Die Hauptaspekte eines Geflechtes (Korbes) sind seine Positionsanzahl, seine Positionsstückzahl (Einzelteilanzahl), sein Gewicht und sein Meterquerschnitt.

Für die produktive Herstellung eines Geflechtes sind die ersten drei Hauptaspekte verantwortlich:

Das Geflecht mit einer großen Positionsanzahl „ n “ und einer geringen Positionsstückzahl „ k “ bei gleichzeitig geringem Geflechtgewicht „ kg “ ergibt eine unproduktive Aufbautechnologie, während dasjenige Geflecht mit einer geringen Positionsanzahl und einer hohen Positionsstückzahl bei einem gleichzeitig relativ schweren Geflecht eine einfache, schnelle und produktive Geflechtaufbautechnologie ergibt.

Oder einfach ausgedrückt:

- Ein Geflecht heißt einfach, wenn die Positionsanzahl gering und das Gewicht hoch ist und
- ein Geflecht heißt schwierig, wenn die Positionsanzahl hoch und das Gewicht gering ist.

Die einzelnen Positionsstückzahlen k_i in ihren Formen und Anzahlen spielen in der Aufbautechnologie eine besondere Rolle. Die Entscheidung für die eine oder andere Biegeform oder auch anstelle einer auch zwei einfache oder aus zwei auch nur eine Biegeform zu gestalten kann für die Aufbauzeit von entscheidender Bedeutung sein.

Es gilt die zwingende Aufgabe der Konstruktion, immer erstrangig die Positionsanzahl im Geflecht klein zu halten, während die Positionsstückzahl (Einzelteilanzahl) mit dem Gewicht des Geflechtes zunimmt.

Die Kompliziertheit der Herstellung eines Geflechtes (Korbs) für beliebige Bauteile erklärt sich immer zuerst aus seiner Positionsanzahl und deren Verhältnis zum Gewicht. Die Einzelteilanzahl hat keinen bis wenig Einfluss auf die Produktivität des Geflechtaufbaus.

Die Positionsanzahl wirkt deshalb bedeutungsvoller beim Geflechtaufbau, weil dadurch die ständige geistige Sortierbarkeit der Positionen eine Rolle spielt. Das ist bei der Einzelteilanzahl nicht so gravierend, weil dort die monotone Leistung auch Schnelligkeit (Produktivität) erzeugt. Das wirkt wie eine kurzzeitige Bandarbeit, mehrere stehen in Reihe hintereinander und machen schnell und gut eine gleiche, immer wiederkehrende Tätigkeit.

Am Beispiel zeigt die Stahlliste des Bildes 7.7 eine relativ hohe Einzelteilanzahl gegenüber einem kleinen Gewicht des Geflechtes (327 Stk./t), während die Stahlliste des Bildes 7.8 genau umgekehrt eine relativ kleine Einzelteilanzahl bei einem hohen Geflechtgewicht (118 Stk./t) ausweist.

Für die Positionsanzahl ist der Vergleich noch deutlicher, nämlich 48 Stk./t und 0,2 Stk./t.

Die Klassifizierung der Schwierigkeit eines Geflechtes muss genau deshalb auf das Gewicht bezogen werden, weil die Preisfindung und der Preisvergleich immer auf einem Einheitspreis €/t basiert. Aus dieser Definition des Schwierigkeitsgrades kann jeder Geflechthersteller eine Geflecht-klassifizierung ableiten, die eine Zuordnung der Aufbauzeiten (Absatz 13) ermöglicht.

Die abstrakte Aufbaubetrachtung eines Geflechtes muss mit der Konstruktion auch die Technologie betrachten. Beide Theorien stehen in unmittelbarem Zusammenhang.

Dabei muss sich allgemein die Technologie der Herstellung eines Gegenstandes einerseits an der Konstruktion ausrichten, aber andererseits seine eigenen technologischen Gesetze beachten.

Als Beispiel soll der Aufbau eines Bodenplattengeflechtes von etwa 160 t mit 20 Positionen in 3890 Einzelteilen aufgeführt werden. Da muss die Anlieferungslogistik mit 20t-Losen für die geraden und gebogenen Stäbe mit der Zwischenlagerung im Kranbereich auf der Baustelle (jede Position muss für den Bewehrer sichtbar sein!) und der Kennzeichnung auf dem technologischen Aufbauplan der 50 × 120 m-Bodenplatte identisch sein.

Position	Stückzahl	Positions-Durchmesser	Einzel-länge	Meter-gewicht	Positions-gewicht
Nr.	Stk.	mm	m	kg/m	kg
1	12	8	1,65	0,395	7,821
2	2	14	3,67	1,210	8,881
3	3	16	3,46	1,580	16,400
4	14	12	2,45	0,888	30,458
5	15	8	2,64	0,395	15,642
6	4	20	3,85	2,470	38,038
7	5	14	3,46	1,210	20,933
8	8	10	1,88	0,617	9,280
9	1	25	3,85	3,850	14,823
10	6	8	3,85	0,395	9,125
11	11	8	3,85	0,395	16,728
12	16	12	4,26	0,888	60,526
13	3	20	3,98	2,470	29,492
14	4	20	3,98	2,470	39,322
15	11	12	4,26	0,888	41,612
16	2	14	1,85	1,210	4,477
17	2	14	1,55	1,210	3,751
18	3	12	2,26	0,888	6,021
= Positionsanzahl					
Summe:	122 Stk. = Gesamtpositionsstückzahl = Einzelteileanzahl				373,330 kg = Geflechtgewicht

7

Bild 7.7 Stückliste eines Fertigteilkorbs und seine Merkmale

Position	Stückzahl	Positions-Durchmesser	Einzel-länge	Meter-gewicht	Positions-gewicht
Nr.	Stk.	mm	m	kg/m	kg
1	932	16	12,00	1,580	17.670,720
2	400	16	9,50	1,580	6.004,000
3	133	16	6,00	1,580	1.260,840
4	600	12	1,04	0,888	554,112
5	1066	10	1,42	0,617	933,965
= Positionsanzahl					
Summe:	3131 Stk. = Gesamtpositionsstückzahl = Einzelteileanzahl				26.423,637 kg = Geflechtgewicht

Bild 7.8 Stückliste eines Bodenplattengeflechtes und seine Merkmale

Theoretisch müsste immer die im Plan vorliegende Konstruktion die bautechnischen Gegebenheiten, wie etwa die Reihenfolge (oder Begrenzung) der Schalung, die Weiten der Kranhebeleistung oder die Durchdringungsmaße des Geflechtes mit beachten. Wird das in der Konstruktion vernachlässigt, muss es die verantwortliche Arbeitsvorbereitung des Geflechtaufbaus beachten und damit auch in die Konstruktion notwendigerweise eingreifen.

Insofern hat die Bewehrungstechnik eine gesonderte Geflechtaufbautechnologie zu entwickeln, und das umso mehr, je größer das Geflecht (etwa über 100 t) entsteht, weil außer den vorher genannten Gründen auch die Transportlose der anzuliefernden Biegeformen (von etwa 20 t) auf die Baustelle eine nicht zu unterschätzende Rolle spielen.

In der Korbfertigung ist zum anderen das Masse-Hohlraum-Verhältnis von entscheidender Bedeutung. Wird der Korb über wesentliche Entfernungsstrecken transportiert, dann nimmt der Aufwand (Preis) zu oder ab, je nachdem, wie sich die Entfernung zur Transportmasse verhält. So ist der Transport von 5 t über 50 km anders zu bewerten als der Transport von 20 t über 50 km bei gleichem Fahrpreis von 200 €, weil im ersten Fall der Tonnenpreis mit $200 \text{ €}/5\text{t} = 40 \text{ €/t}$ und im zweiten mit 10 €/t berechnet wird.

Diese Rechnung wird umso größer ausfallen, je mehr Stück Körbe und damit auch mehr Fahrten zu bewältigen sind, weil jede Fahrt Stück Körbe transportiert und nicht Tonnen Körbe.

Das Masse-Hohlraum-Verhältnis geht zwar nur indirekt in die Preisrechnung ein, beeinflusst aber diese ganz entscheidend. Dabei ist dieses Verhältnis wiederum nur in der Korbfertigung von Bedeutung oder entscheidend, nicht aber in der Geflechtfertigung oder dem Geflechtaufbau vor Ort.

7.2 Die Aufbauprobleme der Geflechte und Körbe

7.2.1 Geringste Positionsanzahl – Köcherkörbe

Die geringste Anzahl an Stahlpositionen in einem Geflecht (Korb) zu bestimmen, ist ein Wesenszug der Geflechtkonstruktion und ein wesentliches Geflechtaufbauprinzip.

So hat der Köcherkorb nach dem Plan des Bildes 7.9 nur genau zwei Positionen, entgegen vielen anderen Konstruktionen, die mehr Positionen verlangen, aber nicht erforderlich sind und auch schwieriger zusammzusetzen sind wie etwa die fünf Positionen im Bild 7.10. Dort ist erkennbar, dass die Positionen 2×47 auch die Position 75 ergeben oder auch 4×01 und 2×10 die Position 75. Für das biegetechnische Herstellen der Komplettposition 75 ist zum anderen die Position 74 besser geeignet, weil sie nur mit positiven Biegewinkeln 90° (Arbeitssicherheit!) gebogen wird.

Der Treppenkorb nach dem Plan 7.13. hat 5 Positionen, die als eine Minimalanzahl für Treppenkörbe festgelegt werden könnten. Im Vergleich dazu hat der Treppenkorb des Bildes 7.14 mindestens 11 Positionen, obwohl er in der Ausbildung dem Treppenkorb der Bildes 7.13 völlig ähnelt und trotzdem wesentlich mehr Positionen enthält. Eine Analyse im Bild 7.15 zeigt nur 3 notwendige Positionen für einen Treppenkorb, wonach selbst der Korb des Bildes 7.13 unnötige Positionen enthält.

Mit dem Bild 7.15 zum Treppenkorb ist eine Methodik der Suche nach den wenigsten Positionen angegeben und beschrieben, nämlich die

Analyse und Synthese der minimalen und notwendigsten Positionen,

die das Geflecht oder den Korb bestimmen. Geometrische Einordnungen im Bauobjekt korrigieren das Geflecht insofern, als dass weitere Positionen erforderlich werden. Ansonsten ist das Geflecht mit den geringsten Positionen nach einer Gliederungsanalyse und Aufbausynthese zu bestimmen.

Eine solche Analyse und Synthese wird in den Arbeitsschritten

- Skizzieren einer Erstlösung,
- Lösungsdiskussion mit Fachleuten und
- Konstruieren der Endlösung

erreicht (vgl. auch Kapitel 12).

Die geringste Anzahl „n“ in einem Geflecht sind genau die Positionen, die das „Tragende“ in einem Korb ausmachen. Es gilt, dass der Korb am Krangehänge schneller zusammenklappt, der

mehrere und vor allem kurze kleine Biegeformen enthält. Hingegen ist der Korb am Krangehänge stabil, der wenige Positionen enthält. Der Korb (Geflecht), der so komplex wie möglich in den Positionen gestaltet ist, kommt seiner Funktion der „Aufnahme der Zugkräfte im Bauteil“ am nächsten. Mehr Positionen als die erforderlichen verletzen eher diese Funktion, statt sie zu stützen. Also ist die Suche nach der geringsten Anzahl an Positionen immer die Suche nach der richtigen (besten) Bewehrungslösung.

Die Bewehrungstechnik als die Konstruktion und Herstellung von Geflechten (Körben) erhält durch die vorgenannte Analyse und Synthese eine Ordnung der Aufbaukonstruktion und schafft Festlegungen, die die Grundlagen der Geflecht konstruktion bestimmen. Diese Grundlagen sind **Standards** an Geflechtteilen, die ineinander gebaut das fertige gewünschte Geflecht ergeben. Als Grundstandards können die in den Absätzen 7.2. aufgeführten Aufbau Probleme gelten. Dabei muss die Standardlösung als die optimale Bewehrungslösung sich (in mehreren Diskussionen) herausstellen.

Das Verhältnis von Positionsanzahl n , Positionsstückzahl k (Einzelteilanzahl) und dem Gewicht G [t] kann aus vielen Plananalysen mit

$$n : k : G [t] \approx 2 : 100 : 1 \text{ im Geflecht}$$

und mit $n : k : G [t] \approx 10 : 100 : 1$ im Korb als Orientierung angegeben werden.

Demnach dürfte ein Geflecht von etwa 10 t Gewicht etwa 20 Positionen und etwa 2000 Einzelteile enthalten, oder ein Korb von $1/2$ t Gewicht nur 5 Positionen mit etwa 50 Einzelteilen.

Der Unterschied der zwei Verhältnisse zwischen n , k und G wird mit der Kompliziertheit der Korbfertigung gegenüber der Geflecht fertigung charakterisiert; weil der Korb vorgefertigt und anschließend transportiert wird, muss dies die Konstruktion auch zwingend berücksichtigen.

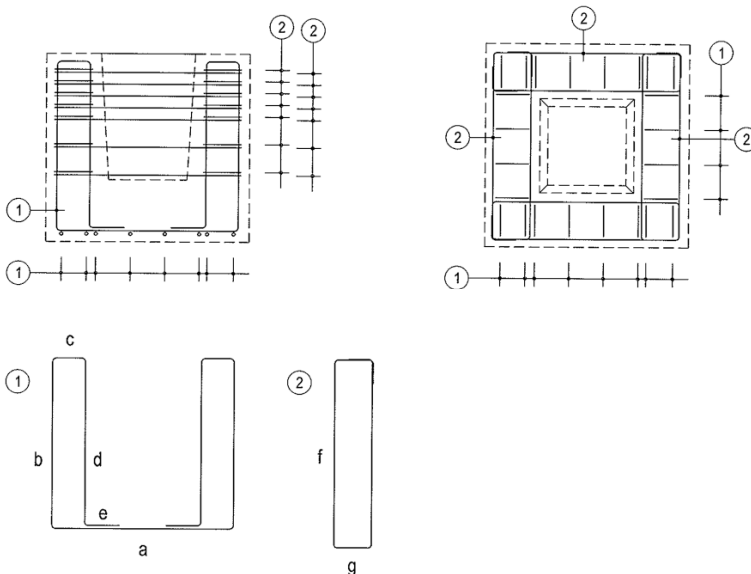


Bild 7.9 Prinzip des Köcherkorbes in den zwei Biegeformen 75 und 50

Die Untermaße kann als offener Korb (Bild 7.11) oder auch geschlossener Korb, je nach der Belastungsvielfalt, geplant werden, so kann der darauf sitzende Köcherkorb im Stützeinsatz (Köcherausschnitt) unterschiedlich tief gestaltet werden, obwohl er immer nur die zwei Biege-

formen 50 und 75 benötigt. Beide Biegeformen sind im Bild 7.11 in unterschiedlichen Farben (die Biegeform 50 in grün und violett und die Biegeform 75 in blau und rot) gekennzeichnet. Der Köcherausschnitt ist schwarz gepunktet eingetragen.

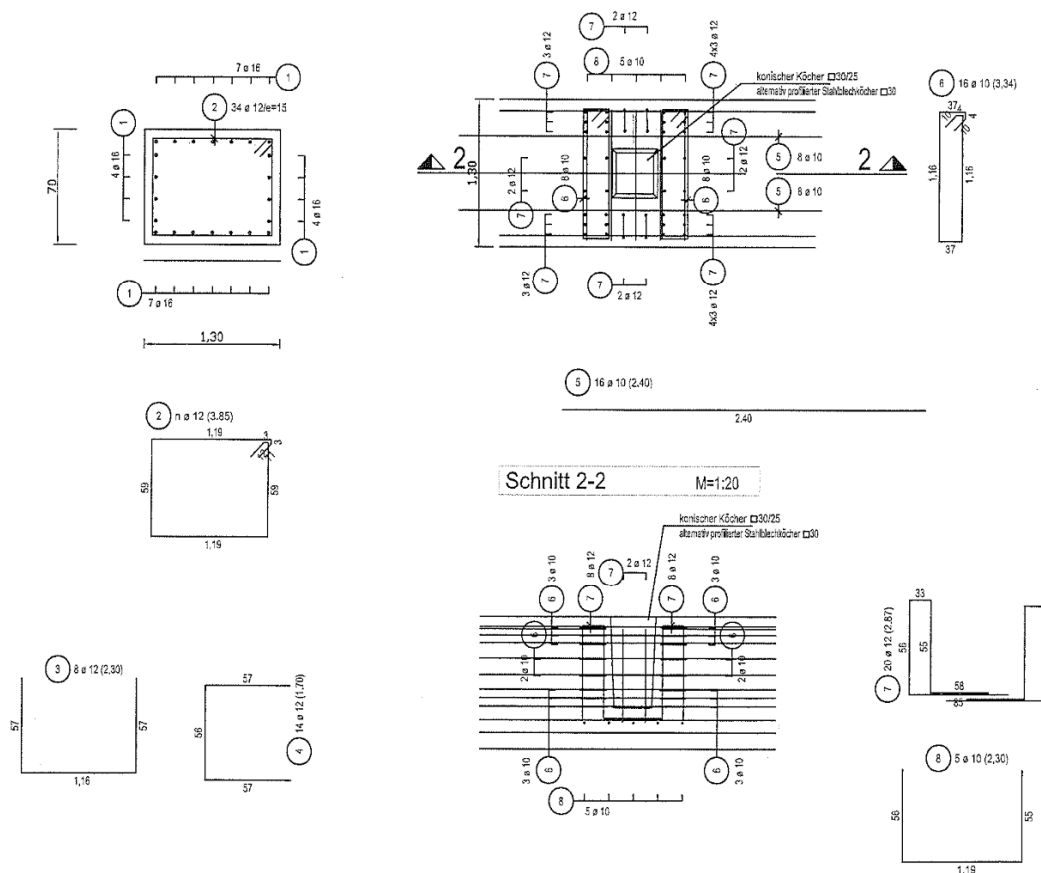


Bild 7.10 Prinzip des Köcherkorbes in den sechs (!) Biegeformen 3 × 10, 2 × 50 und 47

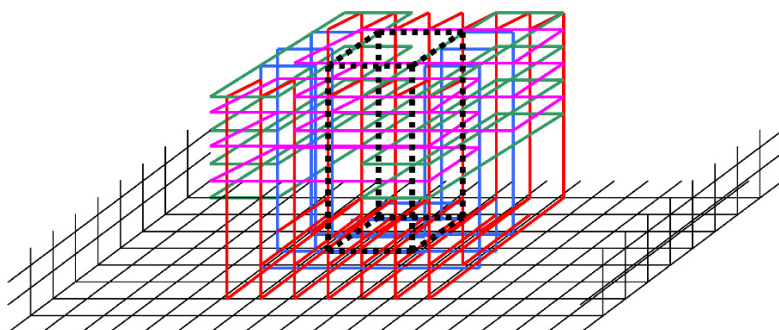


Bild 7.11
Komplettanalyse des
Köcherfundaments mit
offener Untermaße
und Köcherkorb

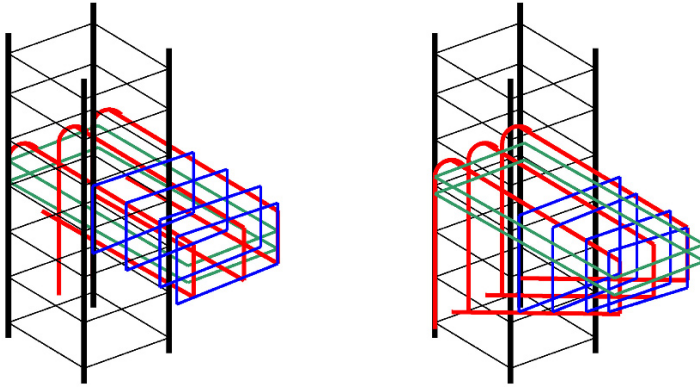


Bild 7.12
Die Analyse des Konso-
lenkorbes zeigt maximal nur
3 Positionen, nämlich die
20 (oder 26) und 2×50

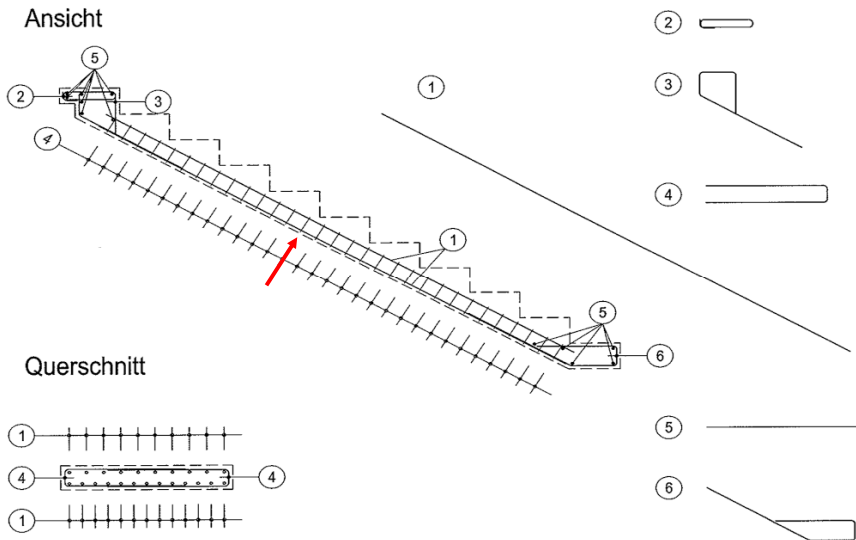


Bild 7.13 Die fünf Positionen eines Treppenkorbes mit Treppenauflagern unten und oben

Die Beispiele der Analyse und Synthese von Geflechten (Körben) mit der Suche nach den minimalen Positionen kann beliebig fortgesetzt werden.

Ein nicht unwesentliches Beispiel ist der Stützenkorb mit Konsole aus dem Bild 7.12. Hier ist die Gefahr der übertrieben eingebauten Positionen sehr groß, wie Bild 7.20 zeigt. Während die einfache Lösung des Bildes 7.12 nur 3 Positionen zur Fertigung einer funktionsfähigen Konsole braucht, braucht die komplizierte des Bildes 7.18 genau 11 (!) Positionen, die allerdings nicht alle eingebaut werden können, weil sie im Einbauraum, der durch die Schalung begrenzt wird, keinen Platz haben.

Im unmittelbaren Zusammenhang zur geringsten Positionsanzahl steht der Aufbauaufwand des Geflechtes (Korbes). Darauf wird zwar im Absatz 13 genauer eingegangen, hier soll aber auf diesen Zusammenhang bereits verwiesen werden.

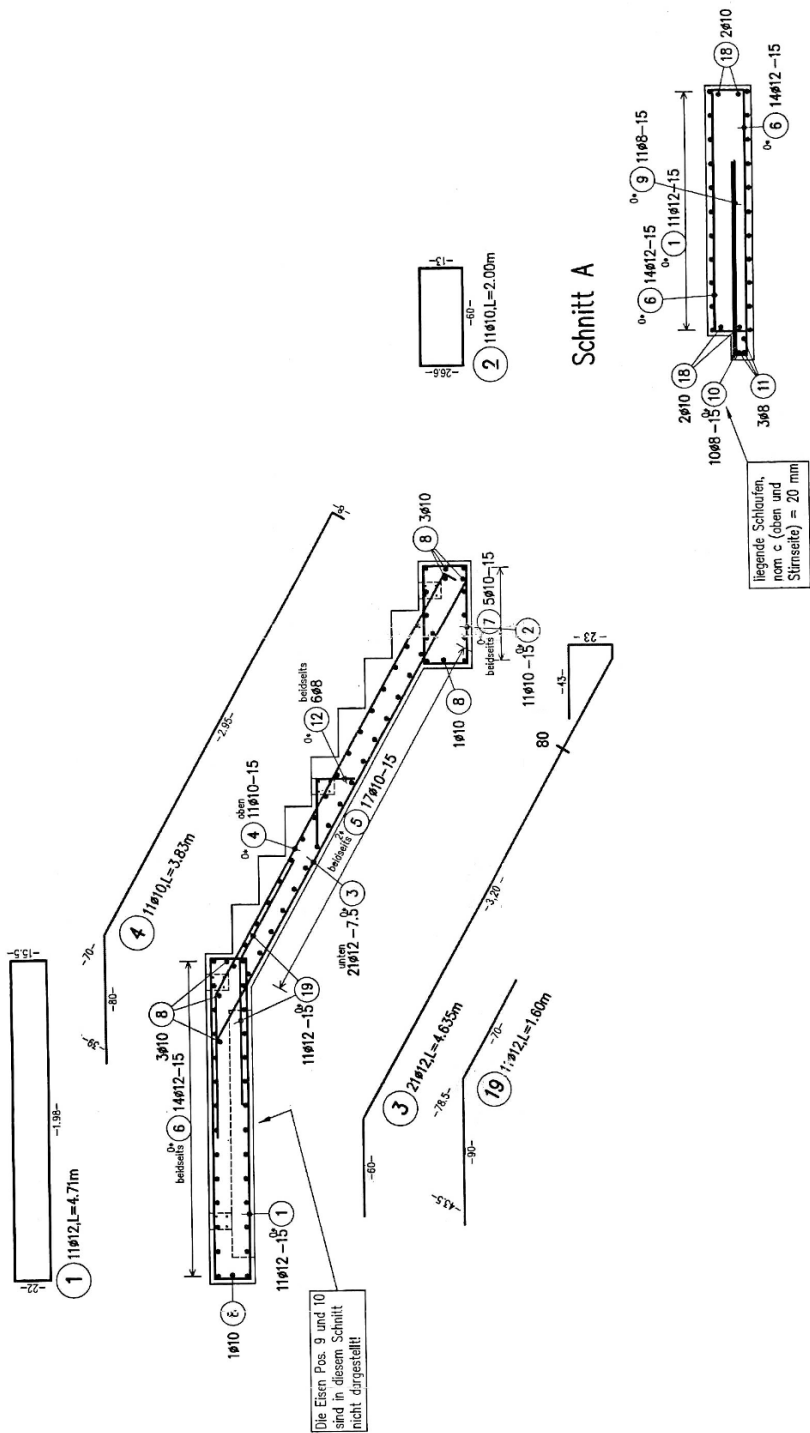
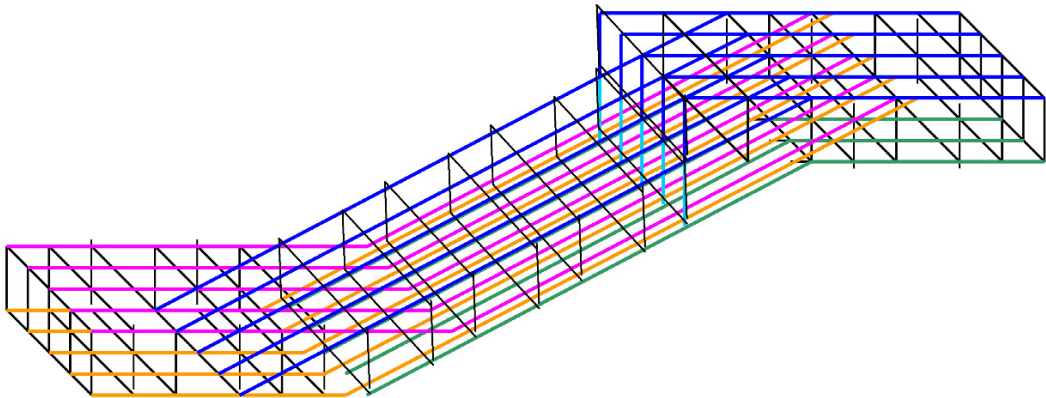
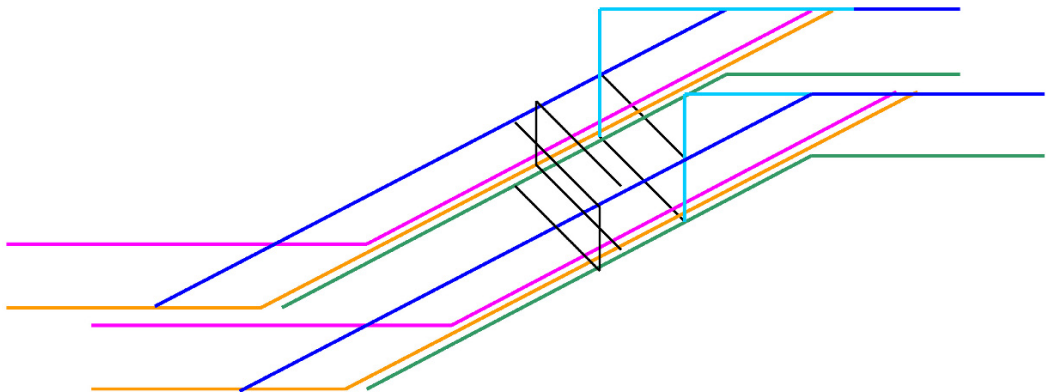


Bild 7.14 Die elf (!) Positionen eines Treppenkorb mit konstruktiv nur leicht geänderten Treppenauflegern gegenüber oben



1. Nur eine Position 03 mit gleichem Winkel aber unterschiedlichen Schenkellängen, wobei mit gleicher Auflagerlänge jeweils zwei Positionen gleich sein können, und eine weitere Position (hellblau), die die obere erste Treppenstufe „einbindet“.



2. Die Auflagerausbildung mit der einen Position 10 (ein Stegmaß) aber unterschiedlich langen Schenkelmaßen, die nur in Abhängigkeit von der Auflagerlänge stehen. (Die Unterschiede in den Stegmaßen sind vernachlässigbar, weil sie immer ineinander geschoben werden können!)

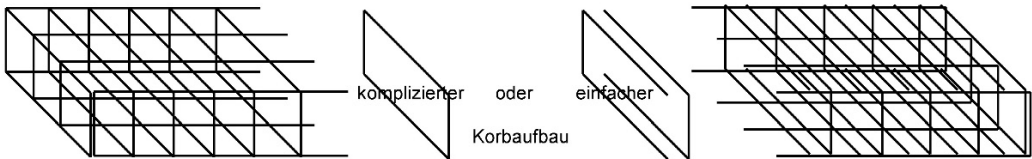


Bild 7.15 Eine Analyse des Treppenkorbess kann maximal nur die 3 Positionen 01, 03 und 10 des Bildes 5.7 feststellen

Es gilt die evidente Aussage: Je mehr Positionen ein Geflecht (Korb) bilden, umso höher ist die Aufbauzeit des Geflechts.

Der Beweis liegt in der Dialektik einer Montageanleitung: Je umfangreicher die Einzelteile, umso höher die gedankliche Vorbereitungszeit, umso größer der Platz der Ausbreitung der Einzelteile und vor allem umso größer die Gefahr der nicht richtigen Reihenfolge des Zusammensetzens der Einzelteile. Der Bewehrungsplan wird ohne Bauanleitung geliefert. Würde dies verlangt, es würden immer nur die geringsten Positionsanzahlen vorliegen!

So verbraucht ein Treppenaufbau für einen 100-kg-Treppenkorb mit 5 Positionen etwa 2–3 h (Bild 7.13), während ein gleichgewichtiger Treppenkorb mit 11 Positionen etwa 7–8 h (Bild 7.14) benötigt.

Am Verkaufswert von maximal 1,5 €/kg eines Treppenkorbess wird der Unterschied besser deutlich, weil am nur mit 150 € erwirtschafteten Gebrauchswert Treppenkorb der Materialanteil etwa 50 € ausmacht und der Lohnanteil 80 € plus etwa 20 € Gemeinkosten. Insofern wird im ersten Fall des Treppenkorbess bei 25 €/h Betriebsbruttolohn eine Deckung gerade erreicht, während im zweiten Fall eine wesentliche Unterdeckung von etwa „/.120 €“ gegeben ist. Die Treppenkörbe des Bildes 7.14 kann keine Firma ewig bauen.

Also darf ein Treppenkorb bei einem Erlös von 1500 €/t mit 100 kg Gewicht maximal nur 2–3 h Aufwand in sich verbergen, ansonsten wird er keine Bauenden finden. Einen solchen Aufwand bringt der Vorschlag des Bildes 7.15 mit sich.

Am Köcherkorb ist diese Betrachtung völlig analog. So hat der Korb aus dem Bild 7.9 nur etwa 1–2 h Aufbauaufwand, während der des Bildes 7.10 auf gut 3–4 h kommt. Der Erlös ist hier ein geringerer als beim Treppenkorb. Die anschließende Ableitung der Über- oder Unterdeckung des Erlöses aber dieselbe wie vorher.

Zur Erklärung sind die Aufwandsbetrachtungen immer auf eine „Mannstunde“ bezogen, d. h., nur eine Person baut den Korb zusammen. Da dies aus sicherheitstechnischen Gründen nicht der Fall sein darf – zwei Mann müssen sich gegenseitig auch haltetechnisch unterstützen – sind die Zeiten entsprechend zu berechnen. Der Absatz 13 zeigt weitere detaillierte Ausführungen dazu auf.

Die Liste der Geflechte oder Körbe mit geringsten und konstruktiv überzogenen Positionsanzahlen könnte weiter aufgeführt werden, wesentlich ist es zu erkennen, dass jede Konstruktion immer ein Minimum an Einzelteilen hervorbringt, vorausgesetzt sie will es.

7.2.2 Durchdringungen von Biegeformen – Treppenkörbe

In den im vorherigen Absatz gezeigten Köcher- und Treppenkörben ist das Problem der Durchdringung von Biegeformen gegeben. Es wird besonders dann zum Problem, wenn es mehrere Biegeformen gibt und diese im gegenseitigen Durchdringen die Passmaße (Stegmaße oder Kantenmaße in Bügeln) und die tatsächlichen Stabdurchmessermaße ignorieren.

So hat der Köcherkorb nach Bild 7.9 die wichtigsten Maßrelationen für das gegenseitige Durchdringen oder „Überstülpen“ der Biegeformen 50 über die Biegeformen 75 (besser 74!) mit

$$g \geq c + 2 d_s \times 1,13 \text{ und } f \geq a + 2 d_s \times 1,13 \text{ (Bezeichnungen nach Bild 7.9).}$$

Diese Relationen sind für den produktiven Aufbau eines Köcherkorbes verantwortlich und garantieren die erforderliche Qualität und die exakte Lage der Biegeformen zueinander.

Im Treppenkorb gilt es, mehrere Gesetzmäßigkeiten der Durchdringung zu beachten, weil ihre architektonische Ausbildung und ihre Belastung in den Auflagern sehr unterschiedlich sein können.

Dazu sind zwei wesentliche bautechnische Prinzipien der Treppenbewehrung zu beachten.

Einmal die in der Treppenkorbplatte auftretenden Zugkräfte (Bild 7.13 roter Pfeil), die mit einer durchgehenden Plattenbewehrung abgefangen werden können, in der die Treppenstufenausbildung (nur den Druckkräften ausgesetzt) mit dem Aufbeton in der Kontur erreicht wird.

Zum anderen kann aus architektonischen Gründen die Treppenunteransicht auch in der Ausbildung der Treppenstufen bewehrungstechnisch ausgebildet sein (Bild 7.17).

Im ersten Fall ähnelt die Bewehrung einer schmalen Platte, die lediglich im Auflagerbereich oben und unten Durchdringungen bedarf, während der zweite Fall das Durchdringen in jeder Stufe beachten muss und eine wesentlich höhere Herstellungszeit (etwa das Fünffache!) nach sich zieht.

Die Durchdringungen im Treppenkorb sind vom Schalungsmaß ausgehend zu berechnen. So kann nicht jede architektonisch gewollte Form unter Beachtung des Biegeradienprinzips auch realisiert werden (Bildunterschrift 7.17).



Bild 7.16 Ein einfacher Treppenkorb (links) und ein Treppenkorb mit Stufenausbildung (rechts)

Weiter sind es vor allem Stützen und Wände, die mit hohen Anteilen an Durchdringungen versehen werden müssen, um Anschlüsse, Konsolen oder ähnliche vorzusehen.

Beispiele der Praxis zeigen, dass in der Konstruktion die technologische Durchdringung nicht immer beachtet wird, ansonsten gäbe es keine Beispiele wie die im Bild 7.18 im Fall einer Stütze mit Konsole.

Auch hier gilt, wenn die geringste Positionsanzahl in der Konstruktion vorliegt, erscheinen die Durchdringungen auch berechenbar und beherrschbar. So zeigt die einfache Konsolenplanung am Beispiel der Stütze aus Bild 7.12 auch einfache Berechnungsmöglichkeiten der Durchdringung auf, in der der tatsächliche Stabdurchmesser ($d_s \times 1,13$ – Bild 7.18 roter Pfeil!) und alle „Verbauungen“ (Bild 7.18 blauer Pfeil!) zu einer optimalen Konstruktion führen können.

Im Bild 7.14 sind die korrigierten und richtigen Durchdringungsmaße am Treppenkorb, abgeleitet von den Schalungsmaßen, handschriftlich aufgeführt.

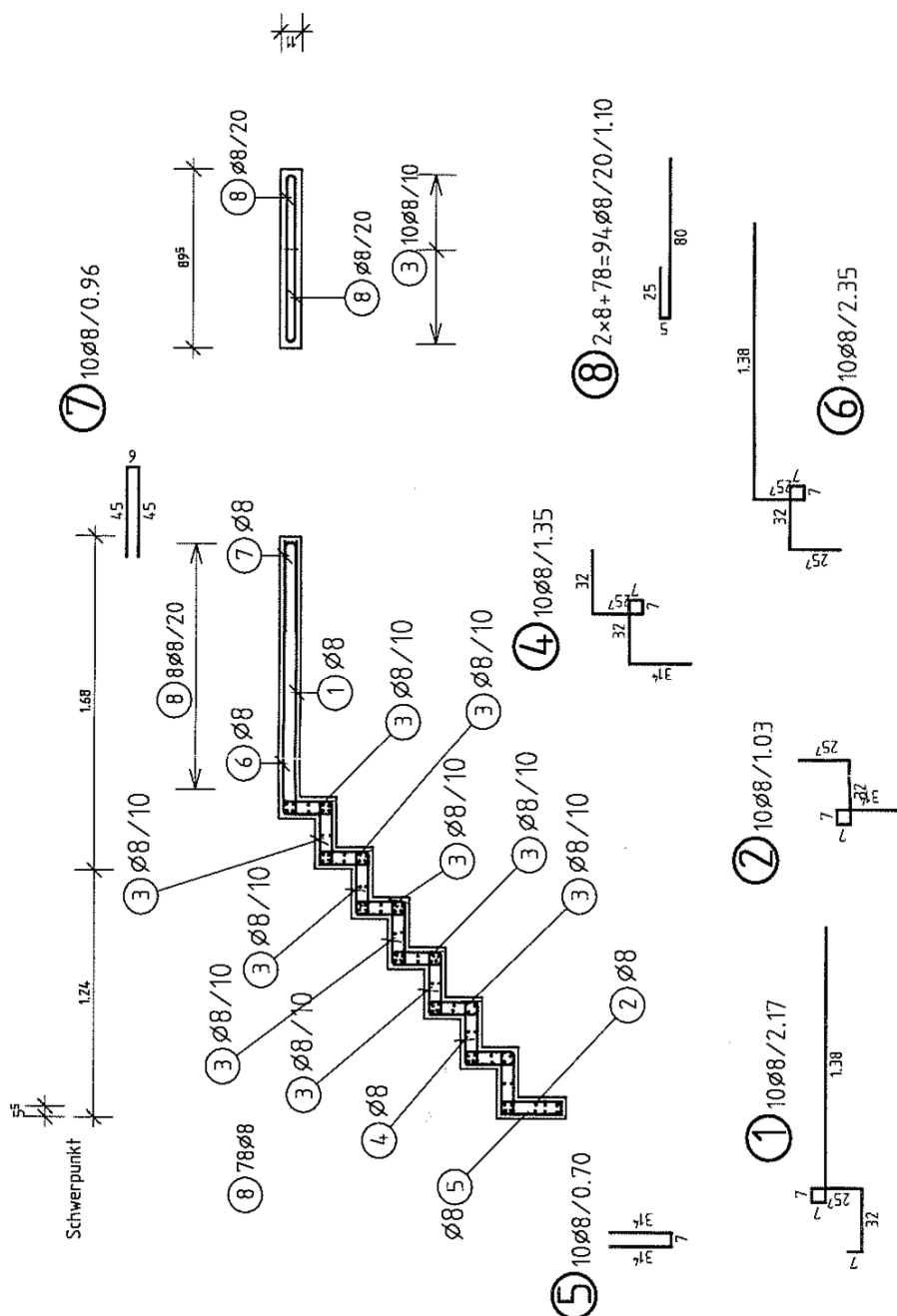


Bild 7.17 Ein Treppenkorb mit der Treppenausbildung am unteren Treppenlauf und mit einer Reihe biegetechnisch nicht mit der Stahlgüte B500 realisierbarer Maße, weil das kleinste 180°-Biegemaß Durchmesser von 8 mm sich auf $(4 \times 8) + 2 (8 \times 1,13) = 49$ mm bestimmt aber wieder „aufspringt“ auf etwa 60–70 mm (Verharrungsverhalten des Stahles B500!), so dass die gezeichneten Vierecke (Positionen 1, 2, 4, 6) zu Kreisformen gebogen werden.

**Bild 7.19.1**

Durchdringungen an einem Treppenkorb mit einer komplizierten Stufenausbildung und korrigierten Passmaßen

**Bild 7.19.2**

Die Bewehrung mit Durchdringungen am Bogenfuß der Dresdner Waldschlösschenbrücke, der erst nach einer Reihe von Maßkorrekturen gebogen und aufgebaut werden konnte.
(Siehe auch Detailbilder unten)



7.2.3 S-Haken und Schlösser – Stützenkörbe

An Stützen werden im Geflecht so genannte „Spreizkräfte“ zu erwarten sein, die durch zusätzliche Abstandshalter oder Schubbügel der Biegeform 06 abgebaut werden müssen. Die Biegeform 06 erhält somit nicht nur die Funktion der Abstandssicherung, sondern auch die einer „Schubbewehrung“ im Stabgeflecht.

Es soll hier auf die einbautechnischen Besonderheiten der Biegeform 06 verwiesen werden. Die wohl einfachste Konstruktion der Abstandssicherung und Schubbewehrung ist mit der Biegeform 06 gegeben, die aber einbautechnisch umso komplizierter wird, je stärker das Geflecht „gebunden“ ist.

Die Biegeform 06 bringt eine gewisse Unproduktivität bis zur Unmöglichkeit des Einbaus (siehe Bild 7.18 blauer Pfeil!) im Geflecht mit sich. Ihr Einbau ist deshalb erschwerend, weil sie als „umfassende Art“ nur gilt (Bild 7.20 rechts) und dieses „Umfassen“ beim Einbauen nicht immer gegeben ist oder ein gewisses „Einquetschen“ anderer Stabstähle oder Biegeformen erfordert, das bei stärkeren oder kompakter werdenden Geflechten „schwerer“, „komplizierter“ oder „unmöglich“ wird.

Deshalb ist es wesentlich einfacher, die Biegeform 05 anstelle 06 einzubauen (Bild 7.21). Das wird dadurch erreicht, dass am gegenüberliegenden Stabstahl die Form 05 „eingehängt“ wird und am vorliegenden Stabstahl nur „aufgeschoben“ wird (Bild 7.21 rechts).

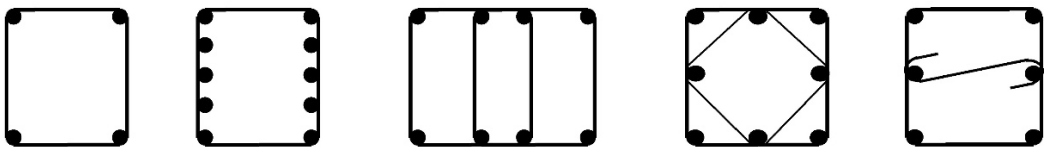


Bild 7.20 Mögliche Schnittvarianten von Stabgeflechtkörben (querschnittsunabhängig)



Bild 7.21 Die in einem Stabgeflecht eingebaute Biegeform 06 links und die Form 05 rechts im Vergleich

Die Verwendung der Abstandshalter 05 anstelle von 06 erfordert logischerweise eine **größere Länge** der abgewinkelten Schenkel (**Schloss**), um die ordnungsgemäße Verankerung im Beton zu sichern.

Die kürzere **Länge eines Schlosses** ist genau dann möglich, wenn der Biegewinkel wesentlich über 90° liegt, also wenn das Überziehen des gebogenen Schlosses bis annähernd 180° reicht, wie in der Biegeform 06. Schon ausreichend ist beim „Schlossüberziehen“ der Biegewinkel von etwa 130° – 150° (Bild 7.22 rechts). Es gilt dann, dass das orthogonal gebogene Schloss S_r um das **Doppelte** länger sein muss als das überzogene Schloss $S_{\bar{u}}$ (Bild 7.23). Die Basis für die Rechnung ist das Fünffache des Stabdurchmessers, also gilt eine **Schlosslängenregel** mit den Relationen

$$5d_S = S_{\bar{u}} \text{ und } 2 \times 5d_S = S_r \text{ oder } S_r : S_{\bar{u}} = 2 : 1 \text{ und } S_r = 2S_{\bar{u}} .$$

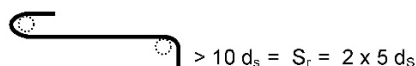
**Bild 7.22** Spitzer Biegewinkel

Überzogener (stumpfer) Biegewinkel



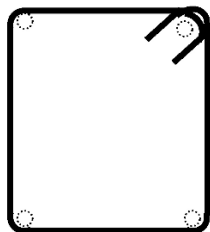
+180° -180°

Biegeform 06

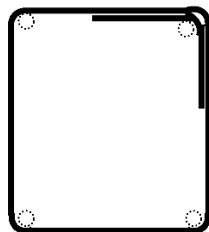


+180° -90°

Biegeform 05

Bild 7.23 Die Biegeformen 05 und 06 mit den entsprechenden Schenkellängenverhältnissen und Biegewinkeln $S_{\ddot{u}}$

Biegeform 51

 S_r

Biegeform 50

Bild 7.24 Die Biegeformen 50 und 51 im Vergleich ihrer Schlossgrößenverhältnisse

Völlig analog ist die Schlossauslegung in den Biegeformen 50 und 51, wo das Schloss der Biegeform 51 nur die Hälfte der Schlosslänge der Biegeform 50 betragen muss (Bild 7.24).

Für die Aufbautechnik ist das „überzogene“ Schloss $S_{\ddot{u}}$ aber immer komplizierter mit den Längsstäben im Bereich des Schlosses zu montieren als das einfache 90°-Schloss S_r .

Die Ausführung des orthogonalen Schlosses S_r ist in der Summe aller Leistungen einfacher und demzufolge als die bevorzugte Bewehrungslösung in jedem Geflecht anzustreben.

Der überzogene Winkel $S_{\ddot{u}}$ ist biegetechnisch ein stumpfer Biegewinkel, nämlich größer als etwa 120°, während er sich am Schloss für das Geflecht als ein spitzer Winkel darstellt und aufbautechnisch als schwierig herausstellt.

Mit der Relation $S_r = 2 S_{\ddot{u}}$ steht ein leicht höherer Materialmehraufwand an, der aber in keinem Verhältnis zum Mehraufwand an Arbeitsleistung beim Geflechtaufbau steht, weil er mit schwierigen Handgriffen unproduktiv nur realisierbar ist (vor allem bei stark ausgesteiften Geflechten!).

Es gilt die einfache Schlosslängenregel, wonach das Überzogene Schloss $S_{\ddot{u}}$ die Hälfte der Schlosslänge des Orthogonalen Schlosses S_r ausmacht, oder $S_{\ddot{u}} = 1/2 S_r$ und $S_{\ddot{u}} \geq 5 d_s$.

Die Biegeform 06 spielt in der Geflechtherstellung oder dem Geflechtaufbau eine besondere und wesentliche Rolle. Der unproduktive Einbau der Biegeform 06 kann mit der Biegeform 05 wettgemacht werden. Der höhere Materialverbrauch durch die Schlossverlängerung – Argumentation der Konstruktion – bietet keinen Vergleichswert zum höheren Arbeitsaufwand beim Geflechtaufbau.

Das Schloss ist eine Besonderheit bei der Biegeform 50, die an artgleichen Geflechten wie der „Stütze“, den „Unterzügen“, den „Überzügen“, den „Schürzen“, den „Attikas“, den „Querbalken“

u. a. Stabelementen (FEM) auftritt, die sowohl ein eigenes Dasein im Bauobjekt haben als auch als integrierter Bestandteil in Decken, Balkonen, Brückenüberbauten u. a. Geflechten eingebunden sind und im Ortbeton mit vergossen werden.

Das Schloss spielt teilweise auch die Funktion der Überlappung, allerdings nicht von einem Stab zum anderen, sondern immer aus einem Stab heraus. Das ist der Grund, weshalb die Überlappung im Minimum $2 \times 2 \times 5 d_S = 20 d_S$ ist.

Das von der Überlappungstheorie (Stoßen – Absatz 9) her bekannte Versetzen oder Verschwenken ist aus vorgenanntem Grund abgeschwächt oder weniger notwendig. Die Schlösser sind nur aus Gründen der größeren Stahlanhäufung notwendig zu versetzen oder zu verschwenken. Das wechselseitige Einbauen des Bügelschlusses an mehreren Ecken (bei einer quadratischen Bügelausführung kann es damit an jeder Ecke eingebaut werden!) kann ignoriert werden, wenn die Schlossregel von oben eingehalten wird.

Wesentlich ist die von der Überlappung her bekannte „Stab-an-Stab-Einbaulage“, die auch beim Schloss nicht schlüssig anliegend sein muss.

Es darf der „**Schlossspalt** S_S “ von

$$S_S \leq 4 \times d_S, \text{ für } d_S \leq 12 \quad \text{oder}$$

$$S_S \leq 2 \times d_S, \text{ für } d_S > 12$$

gelten (siehe Bild 7.25). Diese Regel gilt analog für alle Zwischenräume oder Spaltmaße bei Überlappungen (Stabstöße) zwischen den überlappten Stäben (Absatz 9).

Bei Stützen über mindestens eine Etage macht sich das „Überstülpen“ von Stützen von einer zur anderen Etage erforderlich (Bild 7.27). Dazu werden die Längsstäbe 00 nach der Biegeform 09 um die Stabdurchmesserstärke ($d_S \times 1,13$) nach innen versetzt gebogen und zum Mittelpunkt der Stütze zu eingebaut, wie im Bild 7.27 zu erkennen. Sehr gut wird im Bild 7.27 der relativ „bewehrungslose“ Durchstoßraum in der Decke im Bereich der Stütze erkennbar, der mit weiteren Bewehrungsführungen unter Absatz 10 Lösungen aufzeigt.

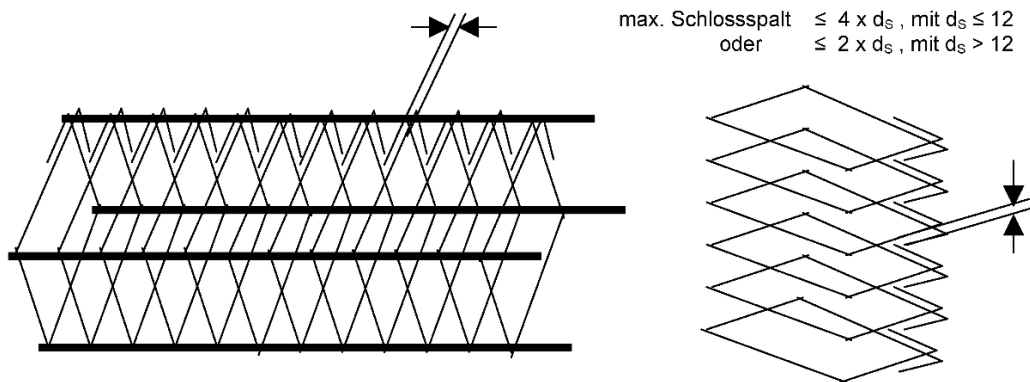


Bild 7.25 Das maximale Spreizmaß am Schloss (Schlossspalt)

Die Verwendung der Biegeform 06 hemmt die **Aufbauproduktivität** und die **Baufähigkeit** eines Geflechtes (Korbes) zur Lösung des **Schubproblems**. Nur unschwer ist aus dem Bild 7.26 erkennbar, dass einerseits die Biegeform 06 nicht als Abstandshalter fungieren kann und andererseits auch nicht beide Lagen umgreifend eingebaut werden können, wenn schon Abstandshalter eingebaut sind.

Die Verwendung der Biegeform 06 als Lösung des Schubproblems, wie im Bild 7.26 inklusive einer Abstandssicherung, ist konstruktiv unhaltbar und muss einer anderen Bewehrungslösung weichen.

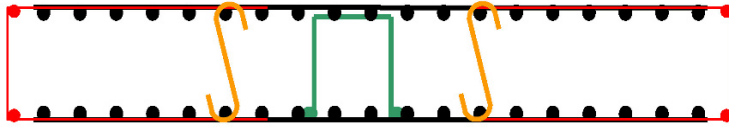


Bild 7.26 Die in der horizontalen Platte (bei vertikalen analog) häufig verwendete Biegeform 06 als Schubbewehrung.

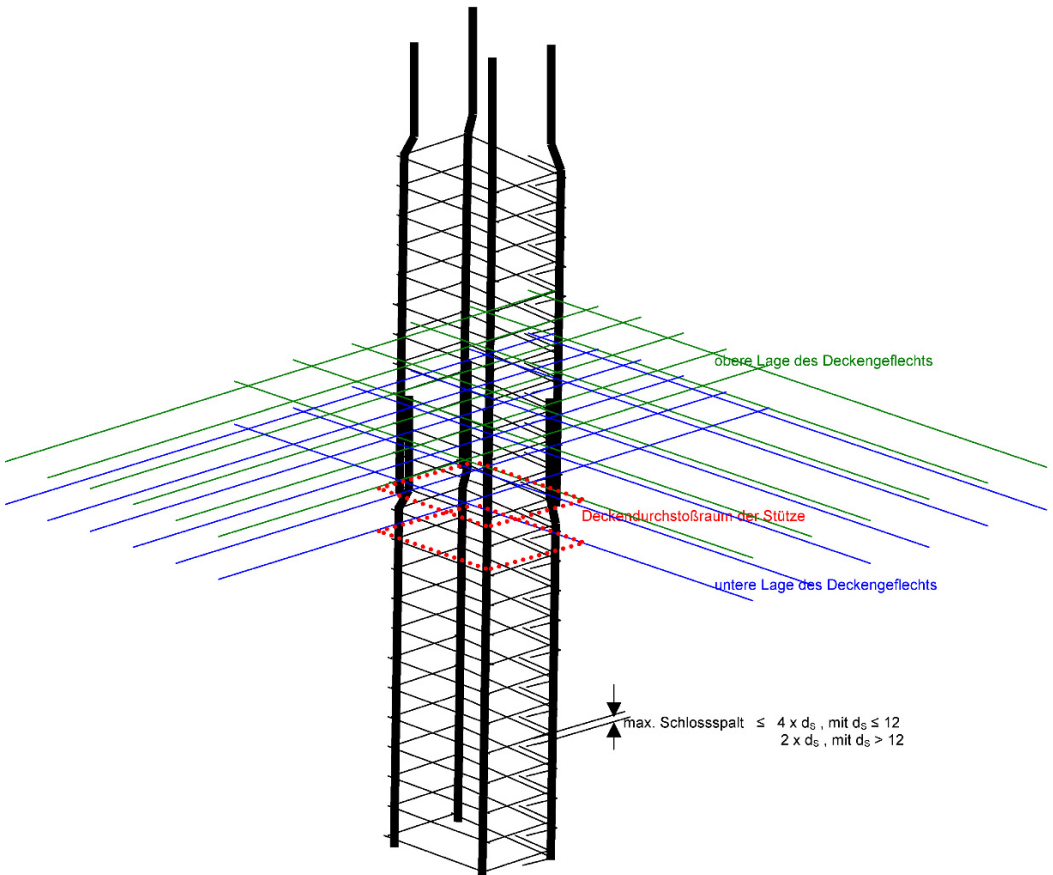


Bild 7.27 Das Prinzip des Übereinander von Stützen über eine Etage hinweg. Gut erkennbar ist die Notwendigkeit einer Durchstanzbewehrung (Verstärkung) um die Stütze in die Decke, ansonsten bleibt die Krafteinleitung und Krafteinspeicherung aus der Decke in die Stütze nicht genügend gelöst. Dazu wird der Absatz 10 Ausführungen und Begründungen geben.

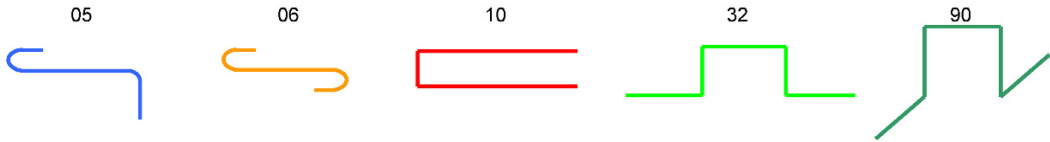


Bild 7.28 Biegeformen, die den Abstand und die Schubbewehrung im Plattengeflecht sichern

Um die konstruktive „Notlage“ der **Abstandssicherung** und der **Schubbewehrung** in horizontalen und vertikalen Plattengeflechten zu lösen, müssen die Biegeformen 05, 06, 10, 32 und 90 wie im Bild 7.28 genauer analysiert werden.

Die richtigen Kombinationen der Biegeformen aus dem Bild 7.28 wirken in jedem Plattengeflecht ökonomisch anders. Dabei sind die ebenen Biegeformen schwieriger und zeitaufwendiger einzubauen als die räumliche Biegeform 90.

Wie, wer und wo der Bügel in der vollen Umfassung eingebaut werden kann, wenn das Geflecht beispielsweise schon Abstandshalter hat, zeigt dass Bild 7.29.

Der Konstrukteur und gleichzeitige Technologie weiß, dass die Biegeform 06 mit jeder Abstandssicherung 90 (32) oder einer ähnlichen Unterstützung einbautechnisch im Widerspruch steht, also greift er zur Biegeform 05 mit einer Abstandssicherung beliebiger Form.

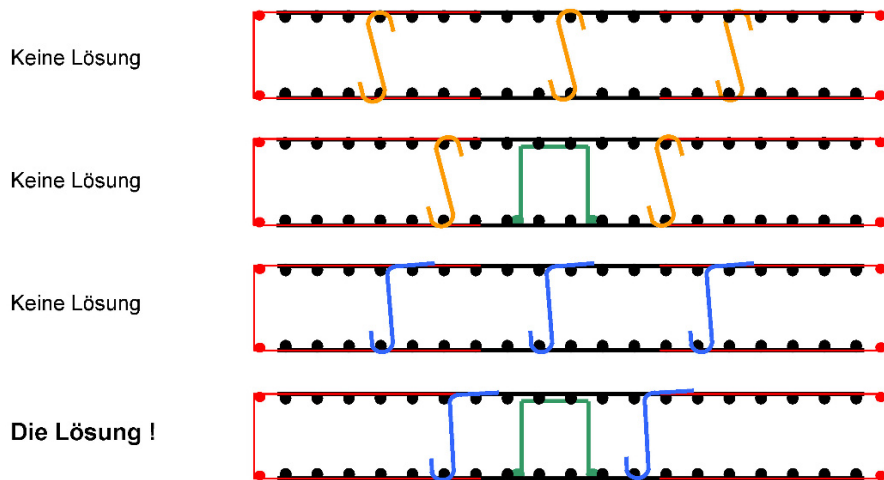


Bild 7.29 Horizontale Geflechte mit der Funktion der Abstandssicherung im Vergleich

Mit der Schubbewehrung in Plattengeflechtem ist immer die Bedingung des Umfassens der oberen Stablage der oberen Lage und der unteren Stablage der unteren Bewehrungslage verbunden. Die beiderseitige Umfassung gilt als nicht lösbares Einbauprobem. Auch die Lösung im Bild 7.29 unten zeigt nur die Umfassung der oberen unteren Lage mit der unteren oberen Lage. Wird die Biegeform 05 in sich um 90° gedreht, so kann sie auch die untere der unteren Lage und die obere der oberen Lage mit dem entsprechenden Maß umfassen.

Wegen der Vielseitigkeit des Schubproblems soll hier auf weitere relativ einfache adäquate Lösungen des Schubproblems zwischen zwei Lagen eines Plattengeflechtes hingewiesen werden.

Die erste Lösung basiert auf dem Abstandshalter 90 und der Biegeform 04, die von oben die obere der oberen Lage mit dem Abstandshalter umfasst (Bild 7.30). Diese Bewehrungsführung ist

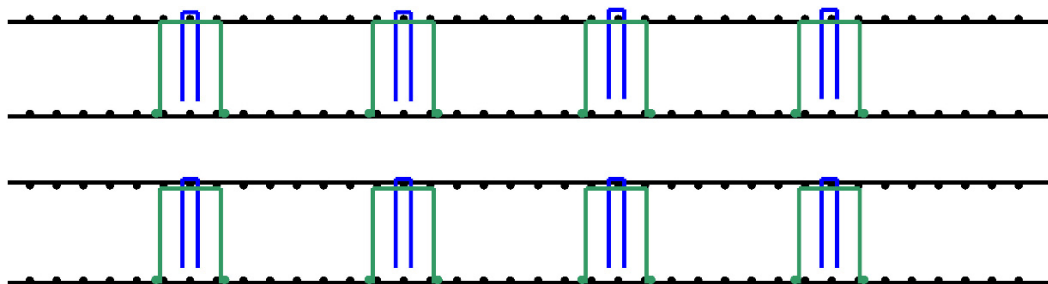


Bild 7.30 Die Schubbewehrung in einer horizontalen Platte, die die Aufbauphysik der Platte betrachtet.

eine mögliche produktive **Näherungslösung** des Schubproblems in horizontalen Platten und kein vollständiger Ersatz dieser (Auszug der Mitteilung Nr. C29/1996 des Koordinierungsausschuss der Prüfmänner und Prüfungingenieure für Baustatik in Bayern entnommen – Bild 7.30). Diese Lösung sollte deshalb bei schon eingebauten Plattengeflechten und späterer Fehlererkennung zur Anwendung kommen.

Zum Zweiten kann mit der Verwendung von 05 anstelle 06 unter Einhaltung der im Bild 7.23 gegebenen Schlosslängenregel jede Konstruktion im Geflecht von vornherein eine Antwort geben.

Die Verwendung der Biegeform 05 anstelle 06 ist die praktische Bewehrungslösung, die die Schubbewehrung und die Abstandssicherung in Plattengeflechten widerspruchsfrei vereint.

Eine weitere Lösung des Schubproblems unter Verwendung nur einer Biegeformen 32 zeigt das Bild 7.31. Aus der Zeichnung eines Bogenbrückenüberbaus des Bildes 7.32 konnte praktisch keine Lösung umgesetzt werden, weil sich die dort geplanten Biegeformen 32 und 06 widersprechen. Das tatsächlich realisierte Geflecht nach Bild 7.31 wurde nach mehreren Beratungen umgesetzt mit der Biegeform 32 und einer „Zusatzspindel“, die die untere der unteren und die obere der oberen Lage umfasst. Diese Bewehrungsführung wurde für den Betongang freigegeben.

Der Einbau der Zusatzspindel wurde erst im Nachhinein veranlasst und kann hier als weitere Bewehrungslösung des Schubproblems in Platten betrachtet werden.



Bild 7.31 Bildausschnitt des im Bild 7.30 geplanten Brückenüberbaus mit der Biegeform 32 plus einer „Zusatzspindel“.

Verlegung Abstandhalter M 1:100

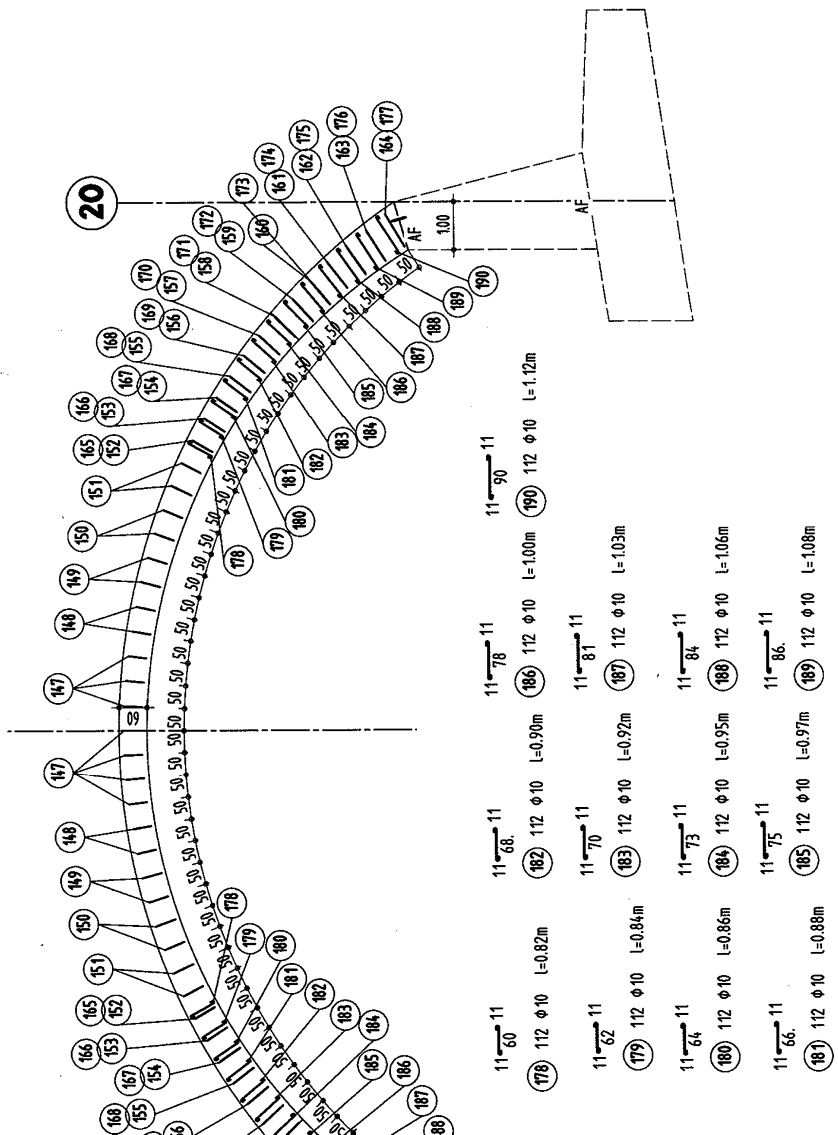
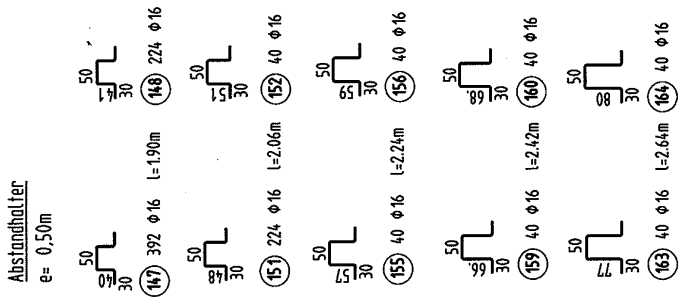


Bild 7.32 Auszug einer Konstruktionszeichnung eines Brückenüberbaus mit den Biegeformen 06 und 32, die sich alle im Aufbau prinzip widersprechen.

7.2.4 Kehlstäbe und Eckstäbe – Bodenplattengeflechte

Horizontale Plattengeflechte in Bauobjekten sind Bodenplatten und Decken, vertikale Platten sind Wände oder auch Schächte. Wegen der Größe und Nähe zum Bauobjekt werden solche Geflechte immer in Ortbeton gegossen und daher weniger als Körbe angeliefert. Dabei kann es sein, dass gewisse Einbaugesflechte (Unterflechte) als Körbe angeliefert und eingebunden werden.

Ein Plattengeflecht hat immer eine untere und eine obere Mattenlage. Oder es wird wie schon im Absatz vorher von der unteren und oberen Lage der unteren Lage und der oberen und unteren Lage der oberen Lage gesprochen. Der Aufbau wird bei horizontalen Geflechten logischerweise von unten nach oben mit einer zwischen der oberen der unteren Lage und der unteren der oberen Lage eingebauten Abstandskonstruktion realisiert. Weil der Standort des Einbauenden immer auf einem geschaffenen Teilprodukt ist, sind gewisse Aufbaueregeln wie Teilmaschenbinden (Absatz 3.4.2) u. a. durch den Bewehrter zu beachten. Bei vertikalen Geflechten ist der Aufbau analog von außen nach innen zum Standpunkt des Bewehrers gerichtet mit ähnlichen Regeln.

Die wesentlichsten Stahlpositionen sind aus den Prinzipbildern 7.33 und 7.34 zu erkennen. Das sind vor allem die Abstandshalter 90 (oder Unterstützungskörbe – maschinell hergestellte Körbe und schlangenförmig gepresst) der oberen Lage, die Biegeformen 10 und 50.

Die Bodenlatten können in ihrer Auslegung einfach nur eben sein oder sie können auch Absätze oder Sprünge enthalten, die sowohl rechtwinklig als auch schräg in beliebigen Winkeln verlaufen können und Kanten im Geflecht darstellen. Um die Geflechtanten richtig zu positionieren, sind **Kehl- und Eckpositionen** als eine Art „Lineal“ (Einmessung!) zwingend notwendig (Bilder 7.33 und 7.34).

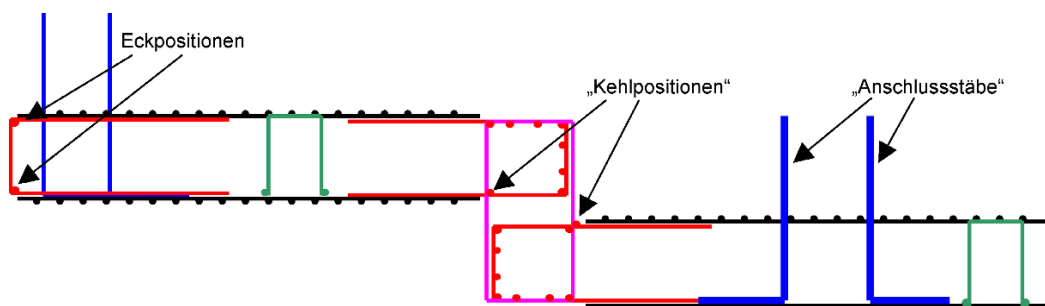


Bild 7.33 Prinzip einer Bodenplatte mit Absatz und allen erforderlichen 3 Biegeformen plus der Matte oben und unten

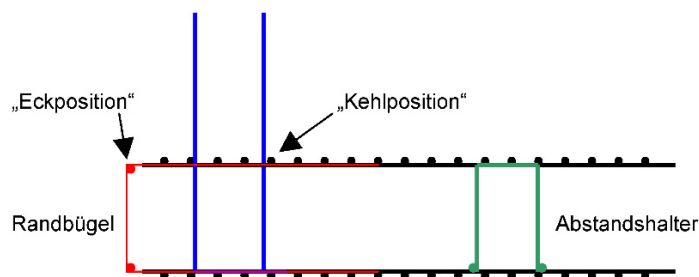


Bild 7.34 Eck- und Kehlpositionen für Außenmaße und Anschlussmaße aufgehender Bauteile im Plattengeflecht



Bild 7.35 „Plattensprung“ in den Varianten schräg und rechtwinklig mit der „Kehlposition“

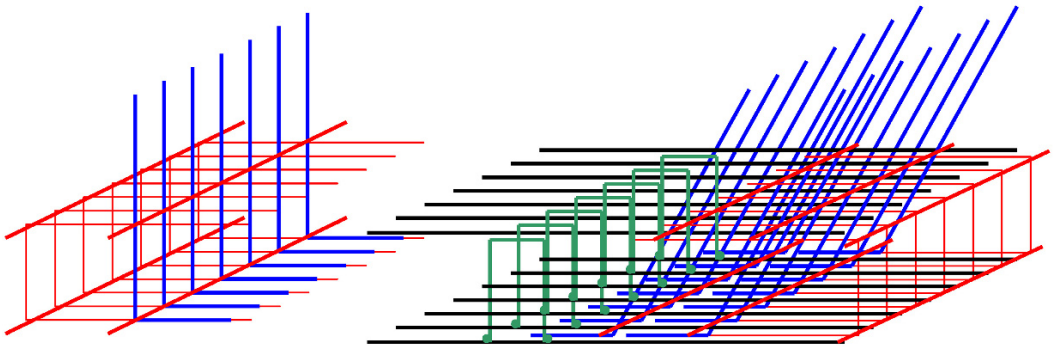


Bild 7.36 Plattenkanten im Prinzip mit den Eck- und Kehlpositionen (dick-rot)

Die Eckposition ist ein auch in Kurven verlaufender Stahlstab, der die Ecken aller im Geflecht eingebauten Biegeformen 10 verbindet.

Die Kehlposition ist ein auch in Kurven verlaufender Stahlstab, der die Lage der sich kreuzenden Stablagen zum aufgehenden Bauteil wie Wand, Schacht oder auch Absatz sichert.

Eine Besonderheit stellt die Eckposition bei **Aussparungen und Durchbrüchen** in Wandplatten dar.

Diese Durchbrüche und Aussparungen sind Türen, Fenster, Kabeldurchführungen und ähnliche Wandöffnungen. Ihre Besonderheit liegt in der so genannten Einsäumung mit der Biegeform 10 und der geraden Form 00 oder einer gewinkelten Eckposition 01.

Die Eckposition muss die Kante der Aussparung sichern. Ihre Funktion ist die Ausbildung der Kante der Aussparung. Insofern ist sie eine wichtige Position des Durchbruches „Aussparung“ in einer Wandplatte.

Die Eckposition kann in unterschiedlichen Ausführungen produktiv konstruiert und eingebaut werden.

So kann einmal die Ecke einer Aussparung durch einfach in die Platte auslaufende gerade Stahlstäbe anstelle der Biegeform 01 erfolgen, womit die „Kompliziertheit“ der Bewehrung eingegrenzt und die Produktivität leicht erhöht wird (Bild 7.37).

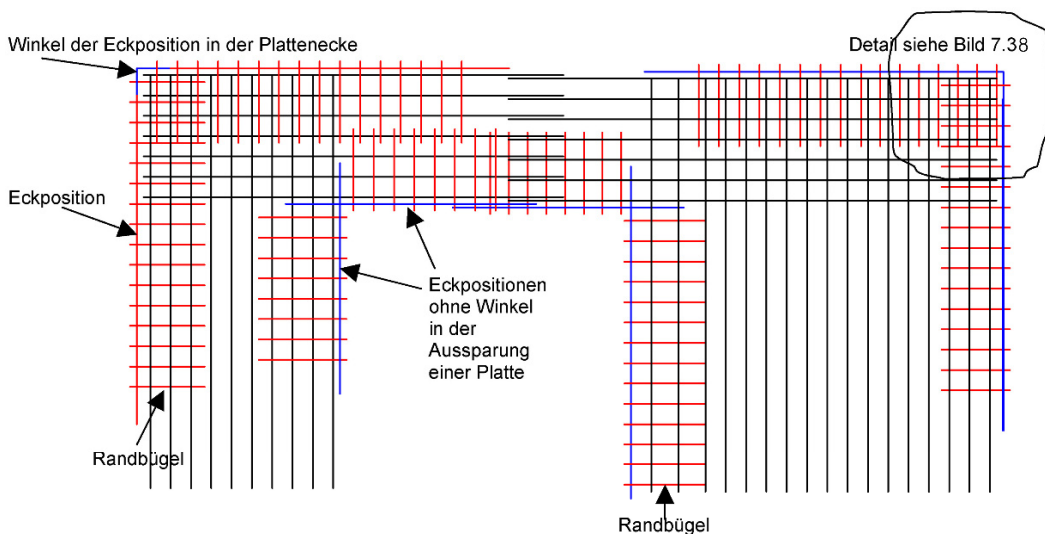


Bild 7.37 Eckpositionen (blau) in einer Eckbegrenzung und einer Aussparung des Plattengeflechts

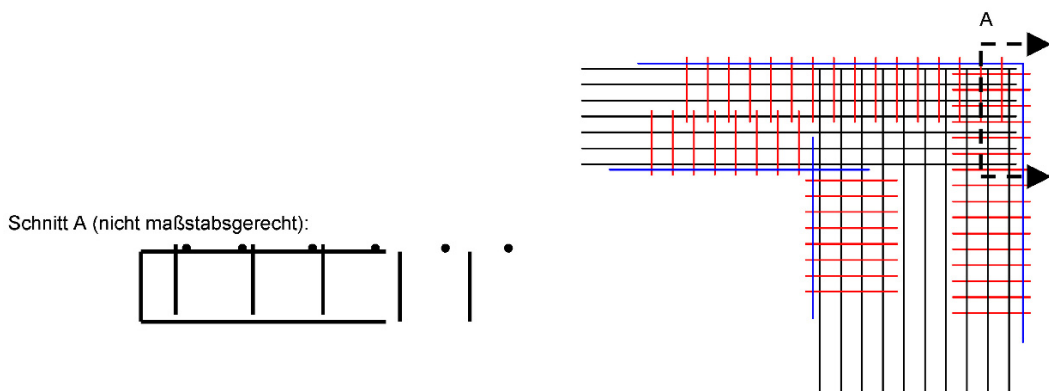
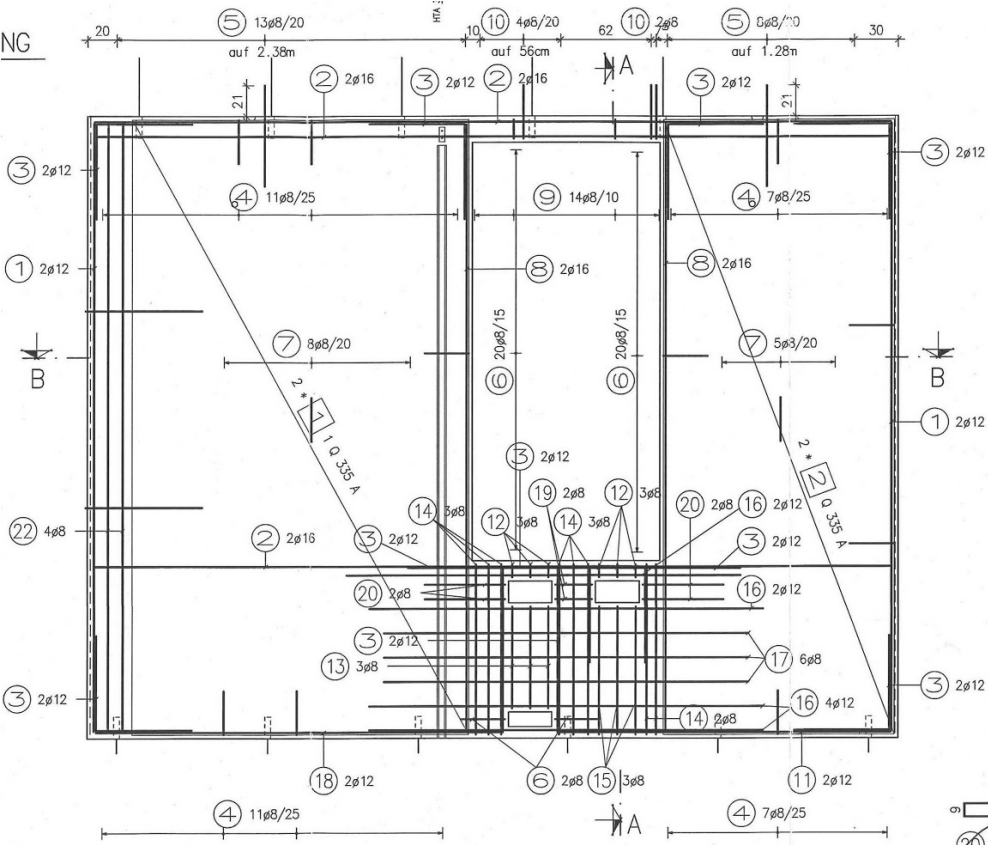


Bild 7.38 Die in den Ecken sich kreuzenden Randbügel 10 führen zu „Verschränkungen“ (Überschneidung) im Geflecht.

Anders verhält es sich bei den Ecken der Platte, die die Eckposition in einer Biegeform 01 fordern. Zum anderen aber können die Abrissbügel 10 nach dem Bild 7.36 ineinandergesteckt werden und so die Ecke ebenfalls produktiv aufgebaut werden.

Zum anderen kann die im Bild 7.39 dargestellte Bewehrungslösung keine sein, wenn beachtet wird, dass die Wandplatte im Ausmaß von $5,4 \times 4,8 \times 0,25$ m etwa 415 kg wiegt, 22 Positionen und 261 Einzelteile hat. Die Besonderheit liegt in der Detailliertheit des mittleren unteren Bereiches, der so viel zu instabil für das Einheben in die Schalung und unproduktiv im Korbaufbau ist.

Mit dem Bild 7.40 wird die Bewehrungslösung für eine Lage und ohne Abstandshalter gezeigt, die nur 7 Positionen und 44 Einzelteile in Summe beider Lagen hat, anstelle der obigen Vielfalt von 261 Stück im Bild 7.39.



7

Bild 7.39 (oben)
Ein Wandkorb mit 22 Positionen und 261 Einzelteilen im mittleren unteren Bereich wird zu instabil für den Aufbau mit Einheben in die Schalung

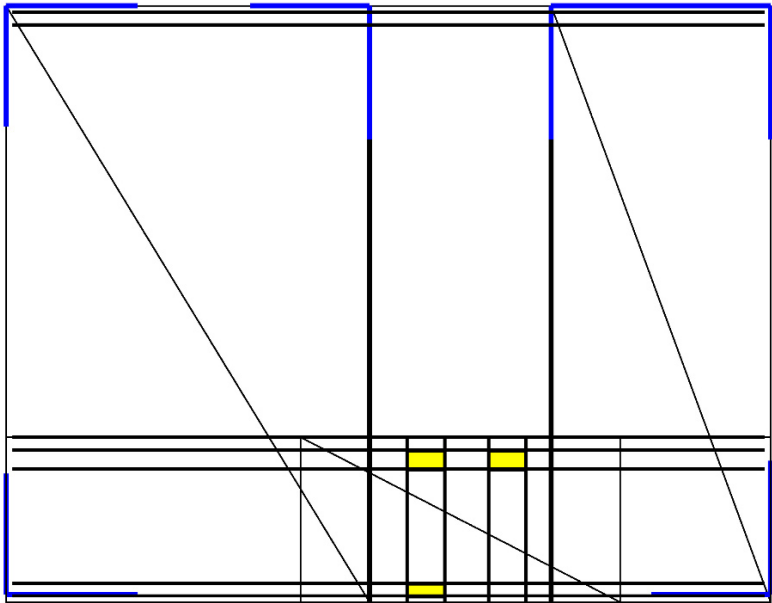


Bild 7.40 (links)
Die Prinzipskizze des geänderten und realisierbaren Wandkorbes aus Bild 7.39 mit nur 7 Positionen in 44 Einzelteilen.

Dabei wird in der Prinzipskizze das Mattenausschneiden der Aussparungen oder Durchbrüche im mittleren unteren Bereich unterstellt und die Wirkung der vorgenannten Eckpositionen unterstellt. Der Wandkorb im Bild 7.40 konnte so im vorgegebenen ökonomischen Level gefertigt werden.

7.2.5 Stabüberlappungen – Unterzugskörbe

In einem Geflecht oder Korb sind die Überlappungen (auch Stoßen - Absatz 9.1.1) von Längsstäben aus Gründen des Transports ein stetiges Problem, das einer Lösung zugeführt werden muss.

So wie im Bild 7.41 eine 22-m-Stütze, die mit 34 Längsstäben des Durchmessers 28 mm bestückt ist, wird diese bei jedem Längsstab mittig oder außermittig liegend eine Überlappung haben müssen, weil Stäbe dieser Längen vom Stahlwerk zum Bestimmungsort nur mit hohen Transportauflagen fahren. Die Auflagen nehmen ab 16 m enorm zu, so bis 20 m mit Preissteigerungen und ab 20 m mit Begleittransporten (ab 25 m mit Polizeibegleitung!).

Also wird es eine Zone (neben dem Überlappings- oder Stoßbereich) im Unterzug geben, die eine doppelte Menge an Stahl aufweist und problematisch sowohl in der Zug- und Druckkraftverteilung im Unterzug wirkt als auch eventuell eine nachfolgende Rissbildung im Nebenbereich der Überlappung mit sich bringt (Bild 7.43).



Bild 7.41 Krantransport eines 22 m-langen Stützenkorbes zur Schalung



Bild 7.42 Vorgefertigte Balkenkörbe (Unterzüge) mit Auflager links und rechts, mittig ohne Auflage

Diese Problemzone (etwa 3–4 m für $d_s \geq 20$ mm) ist einbautechnisch insofern kompliziert, dass die Stabverläufe, so wie sie die Planung (Bild 7.45) vorgibt, nicht gewährleistet werden können. Dabei wird der Hersteller zu Kompromissen gezwungen, die ohne die Konsequenz der „Stabkröpfung“ (Biegeform 09) oft nicht umsetzbar sind.

Die notwendige Überlappung (Stoßen) führt teilweise zu nicht vorhandenen Platzverhältnissen oder vor allem zum ungünstigen „Stabverlauf“ am Unterlauf des Unterzuges, wo der Stahl auf etwa 3–4 m „drängt“ und „wandert“, weil dort die höchste Positionsstückzahl gegeben ist (vgl. Bild 7.45). Selbst das „Kröpfen“ bringt dazu keine Abhilfe (Bild 7.44).

Die Unterzugskorbformen haben letztlich nur die Stab- und Biegeformen 00, 10 und 50. Die Probleme beim Korbaufbau treten aber vorrangig durch die Überlappungen der Stäbe 00 auf.

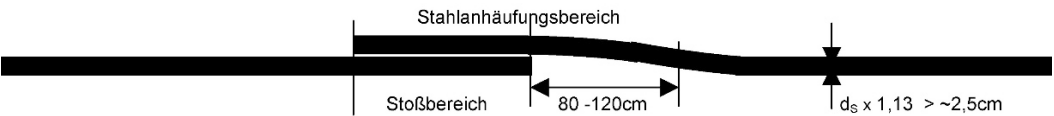


Bild 7.43 Die starken Längsstäbe ($d_s \geq 20$ mm) im Unterzug in der Seitenansicht beim Überlappen (Stoßen).

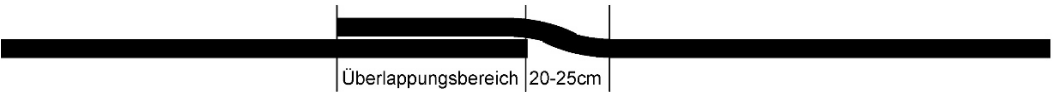


Bild 7.44 Stark gekröpfte Längsstäbe ($d_s \geq 25$ mm) im Unterzug in der Seitenansicht beim Überlappen (Stoßen)

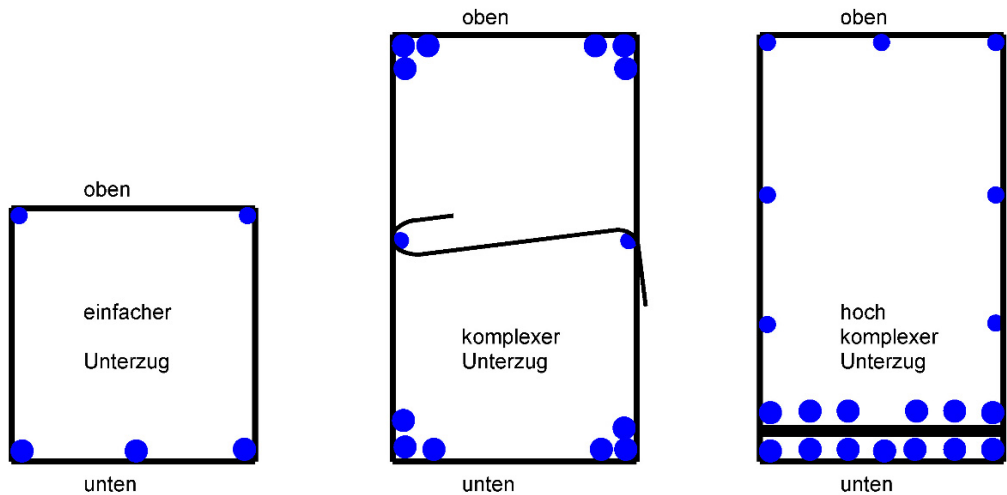
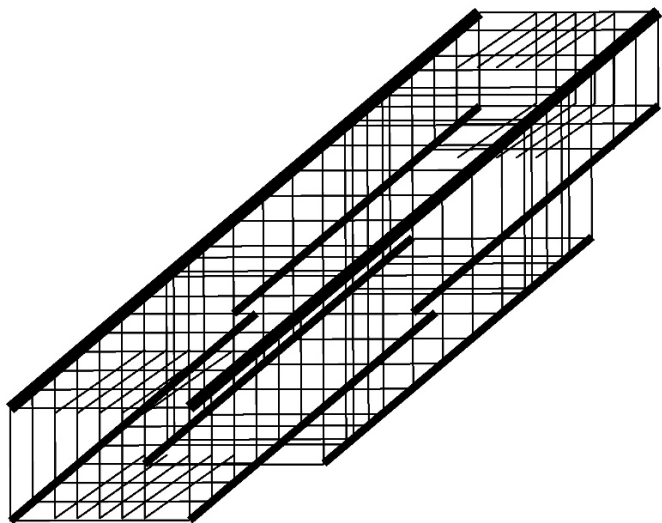


Bild 7.45 Prinzipischnitte von Unterzugkörben (Balken) in der Aufnahme einfacher und komplexerer Belastungen

**Bild 7.46**

Die Prinzipskizze eines einfachen Unterzugkorbs mit zwei unterschiedlichen Auflagerhöhen ohne Überlappungen.

7.2.6 Korbstabilisierungen – Bohrpfahlkörbe

Der Korb unterscheidet sich nur dadurch vom Geflecht, dass er vorgefertigt zur Baustelle transportiert und in die Schalung eingehoben wird. Dieser Transport mit teilweise mehrfachen Zwischenlagern stellt an die Korbstabilität höhere Anforderungen als es das Maschenbinden im Geflecht erreicht.

Die Stabilisierungsmethoden am Korb sind durch die Merkmale Verschweißung der Stabpositionen (Biegeformen), Einschweißen von Aussteifungselementen (Stabilisatoren), Reduzierung der Stabpositionen und Mehrfachbinden der Stabpositionen vor allem gekennzeichnet.



Bild 7.47 Wirkung einer Bohrpfahlwand zur Abfangung eines Gebäudes und einer Baugrube

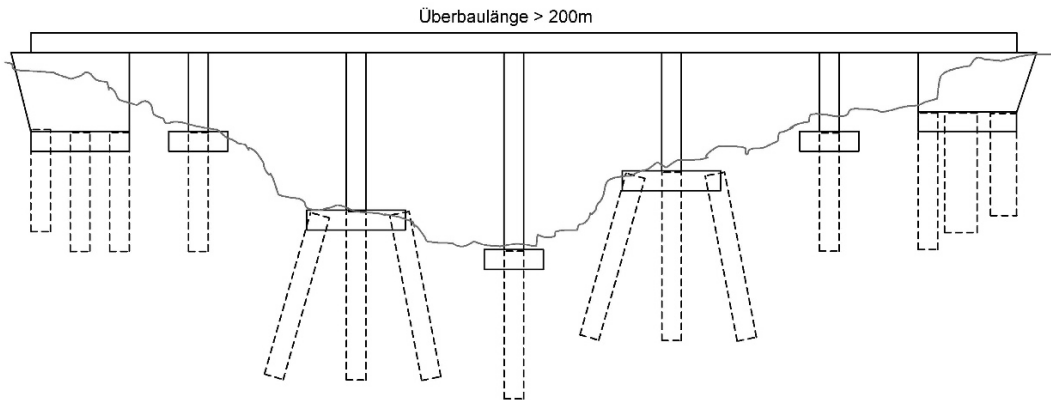


Bild 7.48 Prinzipdarstellung der Abfangung einer Brücke mit Bohrpfählen unter den Widerlagern und Stützen



Bild 7.49 Der gefertigte Pfahlkorb von unten links und der Schlitzwandkorb von oben rechts

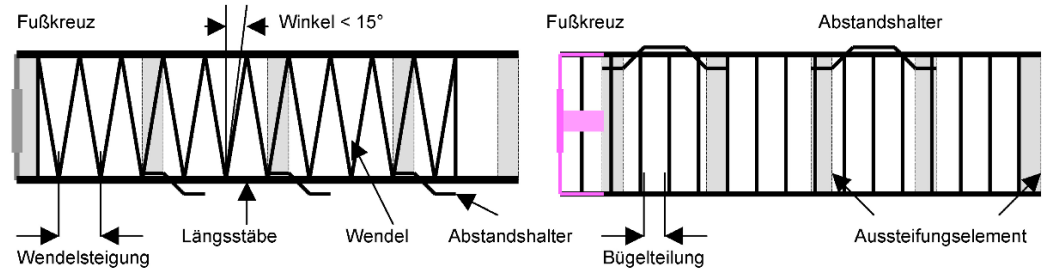


Bild 7.50 Prinzipskizzen (Längsstäbe nur zweimal eingetragen) des Pfahlkorbs links und des Schlitzwandkorbs rechts

Wurde zu den einzelnen Methoden der Aussteifung von Geflechten bereits im Vorangegangenen viel bemerkt, so soll im Folgenden dem Einschweißen von Stabilisatoren das Hauptaugenmerk gelten.

Dazu werden die besonders stark bis zum Betongang belasteten Bohrpfahlkörbe (oder auch Schlitzwandkörbe) analysiert und betrachtet. Wegen der Art des Bohrens (oder Schlitzens – Aushub durch Kettenschaufel) wird der Pfahlkorb zylinderförmig (oder der Schlitzwandkorb quaderförmig) hergestellt und geliefert.

Die Baugründung oder Abfangung von Bauobjekten mittels **Bohrpfählen** oder **Schlitzwänden** werden immer notwendiger, je höher die Anforderungen an ein Bauobjekt in Form von Widerstandsfähigkeit, Stabilität und Langlebigkeit gestellt werden (Bilder 7.47 und 7.48).

Diese Stahlbetonteile sind eine Art „Nagel“ im Boden, auf dem das Bauobjekt direkt ruht oder es zu einem anderen Bauobjekt abgrenzt oder den Boden so verdichtet, dass das Bauobjekt im „Lot“ bleibt. Das Problem der Einbringung der Bohrpfähle oder Schlitzwände sind meist die an den Transport der schweren Gerätschaften und Materialien im relativ unbebauten Gelände gestellten Anforderungen.

Die Körbe bestehen im Wesentlichen nur aus den Positionen 00 und 95 bzw. 50. Der Aufbau ist damit analog der Stütze oder dem Unterzug und kann aber im Pfahlkorb (zylindrisch) mit einer maschinellen Fertigung erfolgen. Die für die Stabilisierung erforderliche Ausschweißung der Stabpositionen erfolgt mit dem Einschweißen von Aussteifungselementen. Am Pfahlkorb kann der Verteilerbügel 81 als endlose Wendel „aufgezogen“ werden und verletzt die Orthogonalforderung von Zug- und Verteilerstäben (Regel unter Absatz 2.2 mit Bild 2.10) nicht, wenn die maximale Wendelsteigung das Verhältnis zum Korbdurchmesser beachtet ($\sin 15^\circ = 0,25!$).

Die analogen Aufbauprinzipien der beiden Korbbarten geben die Bilder 7.49 und 7.50 wieder.

Es gelten die technischen Korbaufbauregeln (Bohrpfahl oder Schlitzwand) nach der DIN EN 1992-1-1, der DIN EN 1536, der DIN 4099 und der ZTV-ING (Teil 2 Abs. 2.5), die wie folgt skizziert werden:

1. Um den Transport, das Aufheben und das Einfahren des Korbes mit der entsprechenden Steifigkeit zu garantieren, müssen so genannten **Aussteifungselemente** eingebaut werden.

Die ZTV-ING (Teil 2, Abs. 2.5) fordert Aussteifungselemente als Doppelringe (25 cm Abstand) aus Flachstahl 60×5 mm im Abstand kleiner gleich 250 cm einzubauen. Bei einer maschinellen Fertigung dürfen Einfachelemente gleicher Steifigkeit eingebaut werden. Die DIN 1536 fordert nur den Abstand von maximal 3 m. Die Aussteifungselemente bestehen aus dem Bandstahl der Güte S235JR (St37).

Es gilt die Erfahrungstabelle der Abhängigkeiten der Abmaße und Abstände der Aussteifungsringe vom Korbdurchmesser und von dessen Längstabdurchmesser am Pfahlkorb nach dem Bild 7.51.

2. Nach dem Aushub des Erdreiches, muss das Bohrrrohr (Schlitzrohr) bis zum Betongang verbleiben, um Erd- und Wassereinbrüche zu verhindern. Insofern muss der Korb mit dem Beton im Loch verbleiben und sich das Rohr herausziehen lassen. Dazu ist am Fuß des Korbes ein **Fußkreuz** aus Flachstahl als eine Art „Betonbremse“ einzuschweißen. Am Fußkreuz wird mittig noch eine Fußplatte mit unterschiedlichem Ausmaß eingeschweißt, um das Betonbremsen besser zu unterstützen.

Das Verschweißen des Fußkreuzes aus Flachstahl hat am unteren Aussteifungsring am Korb zu erfolgen und nicht an den Längsstäben (Erklärung unter Punkt 4!).

3. Die Körbe – Pfahl und Schlitzwand – haben nur die Positionen 00, 50 und 81 (Wendel 95) und sind für eine produktive Herstellung, ob von Hand (Schlitzwandkorb) oder mit Maschine (Pfahlkorb), sehr gut geeignet. Die Produktivität (Preis) wird stark beeinträchtigt, wenn konstruktive Ausnahmen die vorgenannten Aufbaumerkmale verlassen.

Korb- durchmesser	Aussteifungsring- abmessung	Längsstab- durchmesser	Aussteifungsring- abstände
in cm	in mm	in mm	in cm
20-30	30 × 5	16	140
		≥ 20	160
31-50	60 × 5	16	160
		20	200
		25	230
		≥ 28	250
51-104	80 × 8	16	160
		20	200
		25	230
		≥ 28	250
105-135	100 × 10	16	160
		20	200
		25	230
		≥ 28	250

Bild 7.51 Tabelle der Zusammenhänge von Korbdurchmesser, Längsstabdurchmesser und Aussteifungsringen

- Diese können für die maschinelle Herstellung das unterschiedliche Verwenden von unterschiedlichen Durchmessern in der Korbwendel oder des Längsstabes sein.
- Beide Aspekte sind im technologischen Ablauf begründet und bringen längere Korbaufbauzeiten.
- Mit dem Unterteilen der Wendel und der Längsstäbe wird darüber hinaus die Korbsteifigkeit geschwächt, was nur mit einem höheren Verschweißungsgrad ausgeglichen werden kann, der wiederum, wie Punkt 4 zeigt, ungewollt sein muss.
4. Ein wesentlicher Aspekt des Korbaufbaus ist das **Verschweißen** aller statischen Positionen und nichtstatischen Einbauteile. Die Notwendigkeit einer Minimierung ist aus den Ausführungen des Absatzes 3.4.1 und der darin begründeten Veränderung der Duktilität des Betonstahles gegeben.

Es gilt: Je höher der Schweißanteil auf einem Bereich des Betonstahles wirkt, umso höher ist die Verletzung der Duktilität und der Zugfestigkeit 550 N/mm² des Betonstahls.

Daraus schlussfolgernd sind Längsstäbe und Wendel möglichst gar nicht zu verschweißen und die weiteren Korbverschweißungen zur notwendigen Aussteifung für Transport und Baustellenbewegung möglichst nur an den nichtstatischen Einbauteilen wie Aussteifungselemente, Fußkreuz und Abstandshalter vorzunehmen.

Speziell am Pfahlkorb führt ein durchgängiges kreuzweises Verschweißen der Längsstäbe mit der Wendel zu einem überhöhten Wärmeeintrag in die dünnere Wendel, der beim gleichzeitigen Drehen (oder Aufzurren) der Wendel einen Knickeffekt verleiht (Bild 7.52 links). Dabei kann die Steifigkeit des Korbes nur durch das Verschweißen von Längsstäben mit den Aussteifungselementen erreicht werden, wenn die Wendel, am Korbfuß angeschweißt, mit anschließendem „Aufzurren“ durch Drehen am Korbkopf wieder angeschweißt wird. Es werden so alle Nebeneffekte des Wärmeeintrages vermieden und die höhere Werkstoffqualität erhalten. Diese Methode wirkt gleichzeitig für eine bessere „Ebenheit“ oder gleichmäßigere Betondeckung (Bild 7.52 rechts).

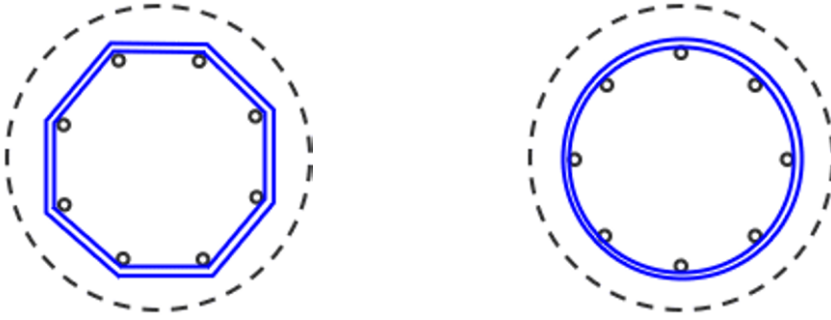


Bild 7.52 Effekt beim vollständigen Schweißen von Längsstäben und Wendel links und beim Wendelaufzurren rechts.

Der Korb (Geflecht) hat den erforderlichen Kraftschluss zwischen Längs- und Querbewehrung nicht durch einen Formschluss (Verschweißung) zwingend zu ersetzen, sondern will die Verschweißung nur wegen der Stabilität realisieren. Weil eine Verschweißung immer das Material im Umkreis der Schweißnaht verändert, ist diese technisch zu vermeiden und die Menge der Schweißnähte an jedem Korb, gleich welcher Bauart, immer zu minimieren.

Es gilt das Grundprinzip der Verschweißung von Geflechtem, wonach der Wärmeeintrag in alle statischen Bewehrungselemente durch kurze Schweißnähte oder Schweißpunkte so gering wie möglich zu halten ist. Die Menge der Schweißnähte oder Schweißpunkte ist an jedem Bewehrungskorb (Bewehrungsgeflecht) immer zu minimieren.

Aus den vorgenannten Aufbauregeln können für alle erdenklichen und notwendigen statischen Parameter Pfahlkorbbklassen abstrahiert werden und eine Minimalmenge an Pfahlkorbbarten für die Konstruktion und Herstellung vorgelegt werden (Bild 7.53).

Die fünf Korbbklassen/Korbbarten für den Bohrpfahlkorb sind in Bild 7.53 dargestellt.

Mit der Einführung dieser Pfahlkorbbklassen ist einmal das Konstruieren eindeutiger und die produktive industrielle Herstellung in einem Maschinenkonzept möglich. Letzteres bringt die Forderung nach „Standards“ im Bauwesen mit der schnelleren Bauweise mit sich. Je unausgereifter die Planung, umso höher der Aufwand der Herstellung, umso zwingender die vorliegenden Pfahlkorbbklassen.

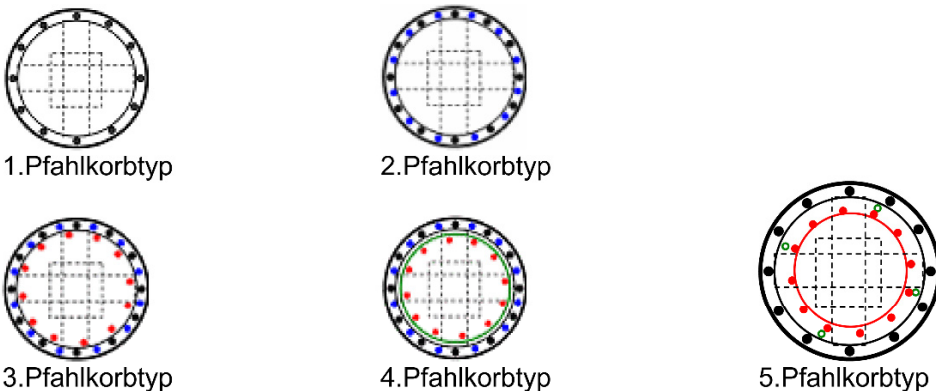
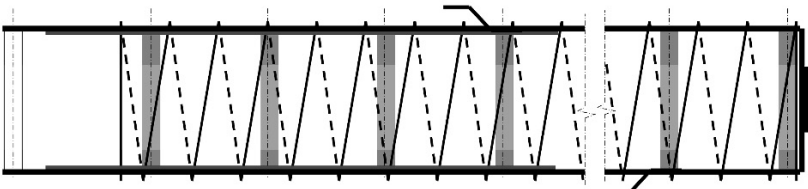


Bild 7.53.1 Die Querschnitte der im Bild 7.53.b im Längsschnitt gezeigten Pfahlkorbbtypen

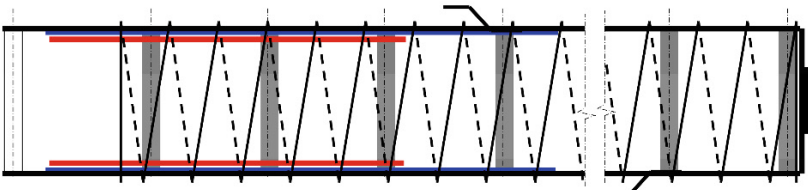
Korbüberstand Statische Korblänge



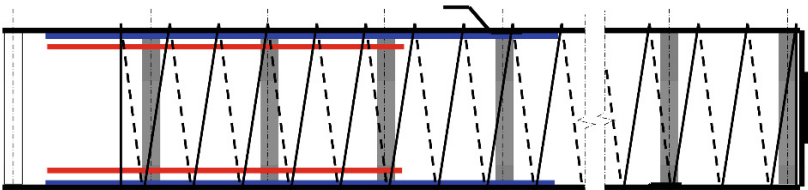
1. Pfahlkorbttyp – Standard ohne weitere Zusätze, nur Längsstäbe und Wendel



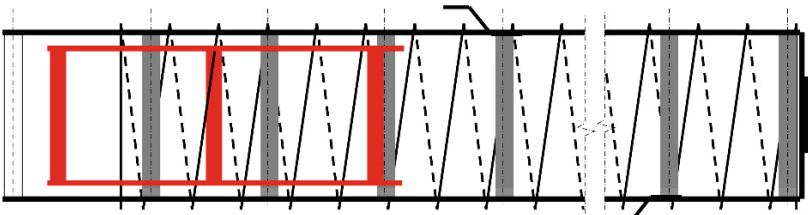
2. Pfahlkorbttyp – Standard plus außen liegende Längsstabzulagen



3. Pfahlkorbttyp – Standard plus außen und innen liegende Längsstabzulagen



4. Pfahlkorbttyp – Standard plus außen und innerhalb liegende Längsstabzulagen inklusive einer Abstandssicherung wegen hoher Stabdichtheit



5. Pfahlkorbttyp – Standard plus innerer Korb mit Abstandssicherung - „Korb in Korb“

Bild 7.53.2 Die unterschiedlichen Korbttypen aus Bild 7.53.1 zur Aufnahme aller denkbaren statischen Belastungen



Bild 7.54 Vorbereiten des Bohrrohres



Aufnahme Pfahlkörbe



Bild 7.55 Einfahren des Pfahlkorbes



Vorbereiten des Betonganges

Die Bilder 7.54 und 7.55 zeigen die Durchführung einer Pfahlgründung mit dünnen Pfählen und 20 m Länge.

Bild 7.56 zeigt den Pfahl im Pfahl nach der Typklasse 5 des Bildes 7.53, der die anstehenden Kräfte gut erkennbar maximal aufnimmt.

Bild 7.57 zeigt einen Schlitzwandkorb mit einem hohen Anteil an Einbauteilen. Erkennbar ist der hohe Anteil an Verschweißungen, der auch die statischen Elemente Längsstab und Verteilerbügel mit einbezogen hat.

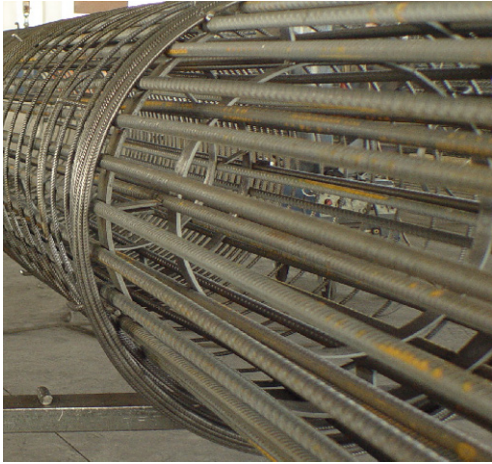


Bild 7.56 Innen liegender Pfahlkorb

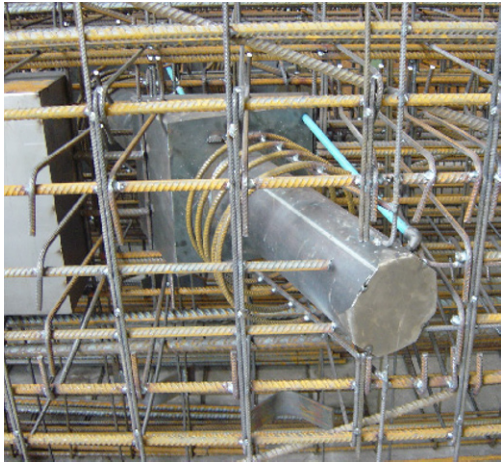


Bild 7.57 Schlitzwandkorb mit Einbauteilen

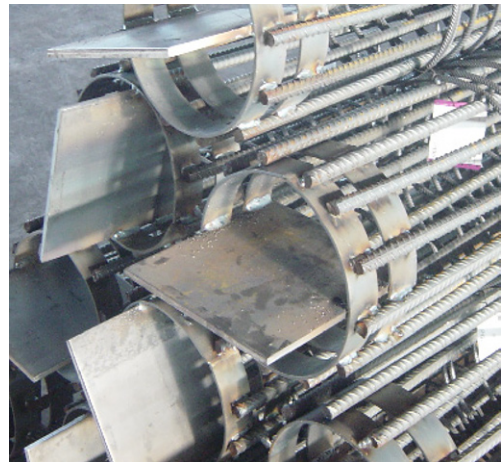


Bild 7.58 Die konische Anspitzung am Rüttelpfahlkorb (links) und die Rüttelklinge (rechts) zum Einrütteln nach dem Betongang.

Bild 7.58 zeigt eine Spezialanfertigung des Rüttelpfahlkorbes, der, nachdem der Beton bereits im Erdbreich eingegossen wurde, durch Einrütteln nachgedrückt wird. Diese Methode wird bei schmalen Pfählen bis etwa 40 cm Durchmesser angewendet. Bei größeren Pfahldurchmessern hat sich diese Technologie noch nicht durchsetzen können. Die Rüttelklinge hat eine Blechstärke von mindestens 12 mm und wird im Nachgang abgeflext.

Die vorgenannten Probleme der Einbau- und Transportaussteifung können analog auf andere Bewehrungskörbe (Stützen, Unterzüge, ...) übertragen werden.

7.3 Die Maßketten in Geflechten

Die Maßketten im Geflecht (Korb) und ihre Einhaltung enthalten wesentliche Aspekte für das Einpassen des Geflechts in die Schalung sowie die für die Sicherung der Betondeckung.

Die Einhaltung der Maßketten ist abhängig von den Einflussgrößen des tatsächlichen Stabdurchmessers, des Biegeradienprinzips, der Stabüberlappung und der Durchdringungen aller im Geflecht eingebauten Stabformen.

Als Grundlagenthese für die Berechnungen und den Aufbau von Bewehrungsgeflechten gilt: Bewehrungsmaße sind Außenmaße!

Inwieweit jedes der vorgenannten Einflussgrößen auf das Geflechtmaß (Bewehrungsmaß) oder der einzelnen Maßkette eine Wirkung zeigt, ist wiederum abhängig von der Kompliziertheit und Komplexität des Geflechts. An einfachen Geflechtern (geringe Positionsanzahl) wirken sich die Einflussgrößen weniger aus als an schwierigen oder komplexen Geflechtern (viele Positionen).

Im Folgenden soll eines der charakteristischsten Probleme des Geflechtaufbaus aufgeführt werden, dass die Höhe eines Plattengeflechts variiert in Abhängigkeit von der Biegeform 10 – ob sie „einliegend“ oder „umfassend“ eingebaut wird, von der Biegeform 90 – ob sie auf der unteren der unteren Lage sitzt und die untere oder die obere Lage der oberen Lage stützt – und von der Lage der unteren und der oberen Matte – ob sie in der Ansicht verdreht liegt (Bild 7.59).

Bild 7.59 zeigt den Sachverhalt mit gleich bleibend konstanter Plattenstärke. Dabei variieren die Stabmaße der Biegeformen 10 und 90 und die Biegeform 10 wird „umfassend“ oder „einliegend“ und die Biegeform 90 wird „auf“ oder „in“ die Grundmatte unten eingebaut.

Die Vielfältigkeit der Aufbauvarianten ist vor allem dann von Bedeutung, wenn die Stabdurchmesser der oberen und unteren Matte größer gleich 16 mm sind. Dieser relativ unscheinbare konstruktive Gedanke ist ein wesentlicher Aspekt in der Aufbauproduktivität horizontaler Geflechte.

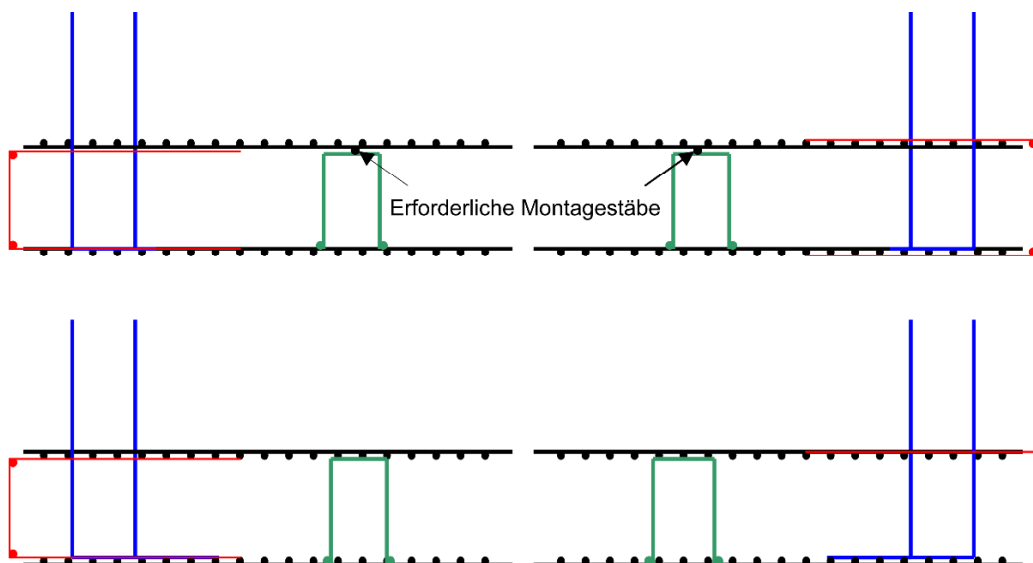


Bild 7.59 Eckverbügelung in einer horizontalen Platte mit einliegendem (oben) und umfassendem Bügel (unten) und erforderlichen Montagestäben

Aus der Anschauung her ist klar, warum die Konstruktion nur auf die umfassenden Randbügel 10 zurückgreift. Es ist immer einfacher, den umfassenden Bügel im Plan einzuzeichnen und damit die Maßkette einfach zu gestalten, die unproduktive Bauweise in Kauf nehmend.

Diese Darstellung wäre nicht weiter bedeutsam, wenn nicht auch im täglichen Bauablauf an großen Bodenplattengeflechten die Bauabschnitte in Abstimmung mit dem Bewehrungsplan vorgenommen würden, weil damit die Konsequenzen des „Mattendrehens“ u. a. durchaus notwendig werden. Oder es wird in einer Plattenecke mit der falschen unteren Lage der unteren Lage begonnen, weil auf der Baustelle nur die falschen Geflechtpositionen vorliegen. Der begonnene Fehler kann zur Richtigstellung der Maßkettenhöhe nur durch analoges Verdrehen wieder hergestellt werden.

Weiter wird in der horizontalen Platte die Schwierigkeit beim umfassenden Bügel auch damit erhöht, dass das Begehen von außen nicht gegeben ist (stehende Randschalung!) und der Bügel 10 nicht aufgeschoben werden kann. Beim Einliegenden kann der Aufbau der Platte von unten nach oben erfolgen. Dabei kann der Abstandshalter, gleich in welcher Ausführung (siehe Bild 7.36), harmonisch im Aufbau der Platte mit allen anderen Bewehrungsteilen eingebaut werden. Dieser unscheinbare Aspekt der Konstruktion ist aber ein wesentlicher produktiver Aspekt im horizontalen Geflechtaufbau.

Die Methodik der Konstruktion muss demnach den einliegenden Bügel als erste Festlegung vorsehen. Im Ergebnis dieser Festlegung ist die untere und die obere Matte in der Lage der jeweils zwei Lagen zu bestimmen. Erst dann kann das Stegmaß für die Biegeformen 10 und 90 berechnet werden. Eine Berechnung für die vier unterschiedlichen Stegmaße der Biegeform 10, bei gleichbleibender Geflechthöhe, wie es das Bild 7.59 zeigt, wird im Absatz 12 vorgenommen.

Der duale Fall des einliegenden und des umfassenden Bügels 10 im vertikalen Plattengeflecht wird im Bild 7.60 gezeigt, wobei die Geflechtstärke mit den Abstandssicherungen variiert.

Analog der horizontalen Platte ist der Einbau der Abstandssicherungen 05 zu bewerten. Dabei kommt das relativ dünne Geflecht einer vertikalen Platte dem Einbau zu Gute, der teilweise ohne große Probleme die Biegeform 06 eindrücken lässt. Aber auch hier gilt die Form 05 als die bessere Lösung. Die Biegeform 06 kann auch nur als Abstandssicherung eingebaut werden.

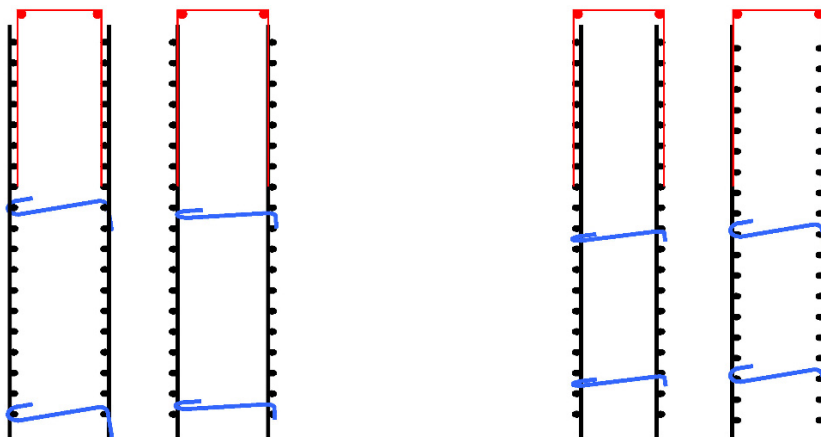


Bild 7.60 Vertikales Plattengeflecht mit einliegender Biegeform 10 (links) und umfassend (rechts)

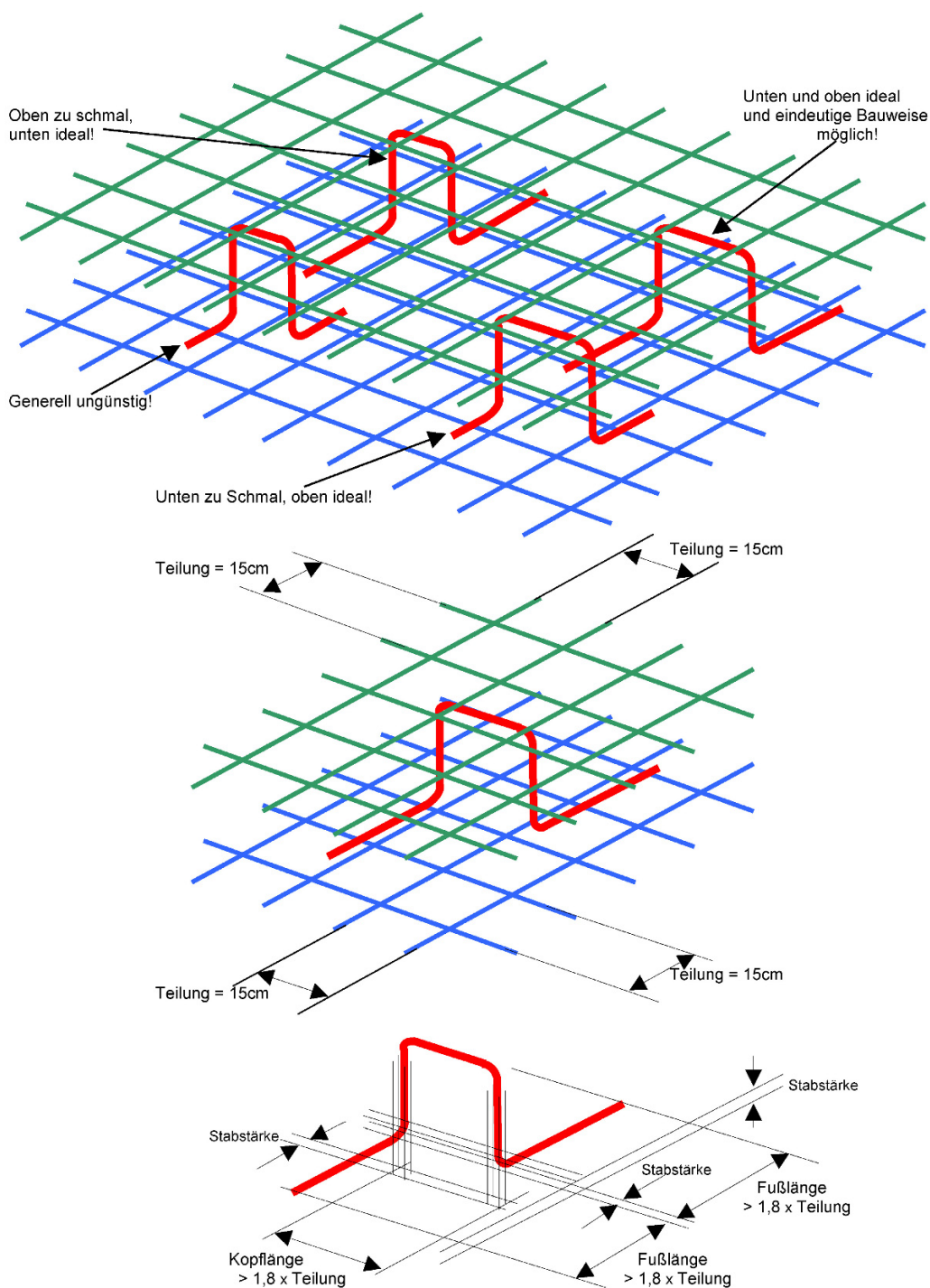


Bild 7.61 Maßkettenvergleich eines Abstandhalters (Biegeform 90) beim Plattengeflechtaufbau.

Eine weitere wesentliche Einflussgröße ist das Biegeradienprinzip wie schon aus dem Bild 4.7 des Absatzes 4.1.2 erkennbar ist. Die Beachtung zwingt sich bei jeder in einem Korb aufsitzenden (orthogonal aufgehenden) Biegeformen auf. Dabei ist der Biegeradius meist nicht in der Rechnung beachtet und das Aufsitzen kann nicht ordnungsgemäß erfolgen.

Diese Aussage zur Beachtung des Biegeradienprinzips spielt bei der Maßkette des Abstandshalters als aufsitzende Biegeform 90 zwischen der unteren und der oberen Lage eines Plattengeflechts eine besondere Rolle und muss exakt beachtet und berechnet werden (Bild 7.61).

Die objektiven Schwierigkeiten des Einhaltens der Maßketten beim Geflechtaufbau gehen auch zur Genüge aus den nachfolgenden Bildern 7.61.1 und 7.61.2 hervor, die bei Einhaltung aller Toleranzen die Ungenauigkeiten im Geflecht zeigen. Diese nicht zu verhindernden Ungenauigkeiten entstehen dabei objektiv, weil die zugelassenen Toleranzen in der Bewehrungstechnik (Stahlerstellungstechnik, Biegetechnik u. a.) sich teilweise stark überlagern und planungstechnisch keine Berücksichtigung finden.

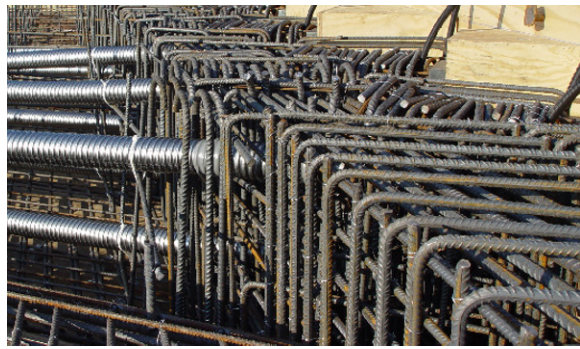


Bild 7.61.1 Aufbau einer Brückenüberbauplatte mit Spannstahlgliedern

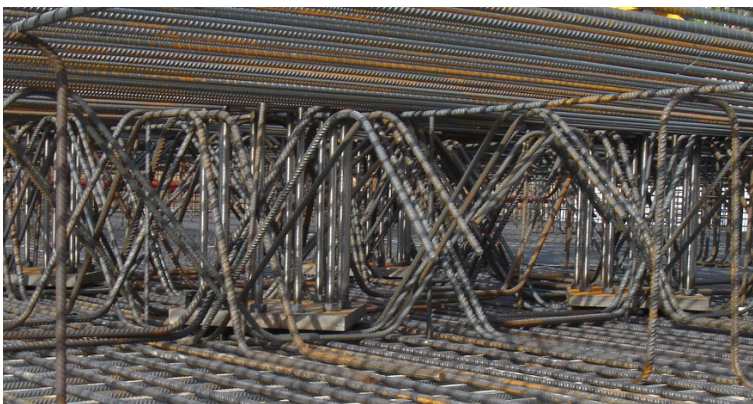


Bild 7.61.2
Aufbau einer meterhohen Bodenplatte mit einem integrierten Kranfundament zum Aufbau des Hochhauses

7.4 Der Bewehrungsprozess und seine Prinzipien

Das räumliche Geflecht (den Korb) aus geraden und gebogenen Stabstählen zusammenzubauen wird **Bewehrungsprozess** oder einfach **Bewehren** genannt.

Der Bewehrungsprozess zerfällt in die Vorfertigung (Planpositionen anfertigen, bündeln und bereitstellen) und die Korbherstellung (Stahlpositionen zusammensetzen).

Das Bewehren geschieht immer mit Einzelstabpositionen in Kombination mit Zwischenprodukten wie Mattenpositionen und kleinen Korbpositionen. Es ist das Zusammenfügen von Stäben, Matten und Körben zu einem größeren Geflecht, zu einem Korbkomplex.

Das Bewehren kann so auch bildlich als Puzzeln verstanden werden, indem die einzelnen Puzzle-teile die Stahlpositionen sind und das zusammengesetzte Puzzle das Geflecht.

Die Anleitung zum Zusammenbau des Puzzle (Geflechts) gibt die Zeichnung oder der Plan wieder. Der Ausdruck Flechten für das Zusammenbauen des Geflechts erscheint aus vorgenannten Gründen unangebracht zu sein, weil im Sinne des Flechtens das Geflecht nicht entsteht, sondern im Sinne des Über- und Nebeneinanderlegens als auch des Zusammensteckens der Stahlpositionen.

Das Bewehren – das Herstellen eines Geflechts – verläuft nach eigenen Regeln oder Prinzipien:

Erstens: Jede Stabstahlposition hat maximal den Abstand von 15 cm längs und quer einzuhalten. Dieser Grundabstand gilt der Rissbeschränkung im Beton. Es gilt der Grundsatz, dass jede „offene“ Stelle im Geflecht (kreuzweise > 15 cm) immer zu „verbügeln“ ist (konstruktive Positionen!).

Zweitens: Jede Stahlposition muss im Geflecht als Gerade liegen. Die Positionen dürfen kein „kreuz und Quer“ der Anordnung zulassen. Es muss immer eine Geradeausrichtung eingehalten werden. (Der Geradeauslauf wird in seiner „Flucht“ erkannt!)

Drittens: Jede Stahlposition in Mattenform muss im Geflecht als Ebene liegen. Es darf keine Unterschiede in der Betondeckung über alle Außenflächen im Geflecht geben. Solche Unterschiede sind ernsthafte Ansatzpunkte für Rissbildungen. (Die Ebenheit wird im Liegen erkannt!)

Viertens: Kreuzweise liegende Stahlpositionen sollen im Geflecht rechtwinklig zueinander liegen. Es muss der Verteilerstab immer im „Rechten Winkel“ zum Zugstab liegen und umgekehrt. Dieses Prinzip sichert, dass die Zuglasten, die auf das Geflecht einwirken, optimal verteilt werden.

Es gilt das allgemeine Bewehrungsprinzip zur Herstellung eines Geflechts:

Alle Stahlpositionen eines Geflechts müssen

geradlinig (linear) – eben (planar) – rechtwinklig (orthogonal)

zueinander liegen und geordnet sein.

Daraus folgt, dass die Bewehrung erstrangig ein **Ordnungsprinzip** hat.

Zum kraftschlüssigen Sitz des Geflechtes ist die **Drahtmasche**, die an einer Kreuzung von zwei Stäben angebracht wird (bei Lagermatten und Pfahlkörben ist es die Verschweißung), notwendig. Die Masche hat die zwingende Aufgabe, der Lagersicherung der Stahlpositionen im Geflecht vor und während des Betongangs. Für die Masche gelten die Grundsätze des Kaltbiegens (Absatz 3.4.2).

Eine Reihe wesentlicher **Bewehrungsprinzipien** und deren Anwendungen werden in den anschließenden **Kapiteln 8, 9, 10 und 11** komplexer aufgezeigt.

Ein Aufbauprinzip für horizontale Geflechte (u. a. Bodenplatten) ist das **Stab-Knochen-Prinzip**, welches für den Aufbau ebener großer Mattennetze aus kreuzweise gelegten Stäben unter Ver-

wendung von Punktabstandshaltern aus Faserbeton unter der unteren Lage eine ökonomische progressive Lösung bietet (Bild 7.62).

Das Stab-Knochen-Prinzip (kurz SK-Prinzip) ist erstens wesentlich leichter in der Handhabung und zweitens vor allem wesentlich kostengünstiger im Aufbau (Bild 7.64).

Dabei wird der Aufbau anstelle mit Flächenbetonabstandshaltern durch Punktabstandshalter realisiert und wesentlich effizienter. Es erfordert den so genannten Montagestab unter der unteren Lage.

Der Einbau des SK-Prinzips wird wie folgt erklärt: Der Montagestab (Tragstab) ist ein Stab der oberen Lage der unteren Bewehrungslage der Horizontalplatte und muss im Teilungsgefüge der Bewehrung verlegt werden (der Querabstand der Verlegung ist demzufolge ein Mehrfaches der Teilung!) und genauso werden die Punktabstandshalter (Knochen) unter die Tragstäbe verlegt. Dabei gilt, dass bei hohem Aufbaugewicht des Geflechts die Abstände kleingehalten werden, während sie sonst größer sind (Bild 7.64).



Bild 7.62 Das Auslegen der unteren Lage auf relativ vielen Flächenbetonabstandshaltern (grau)



Bild 7.63 Das Stab-Knochen-Prinzip mit einem Montagestab unter der unteren Lage mit wenigen Abstandshaltern

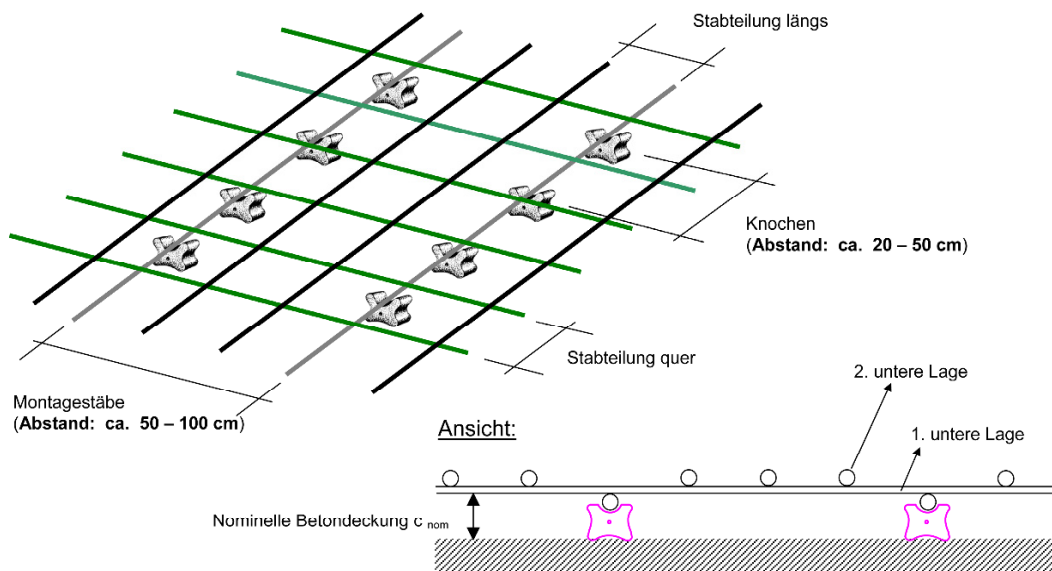


Bild 7.64 Stab-Knochen-Prinzip mit den wesentlichen Maßen der Montagestäbe und Abstandshalter

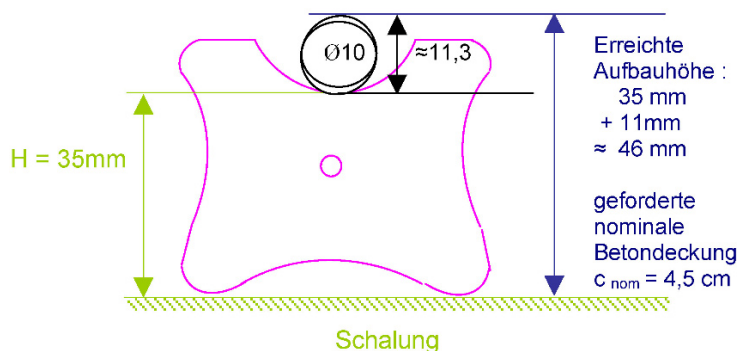


Bild 7.65 Stab-Knochen-Prinzip mit dem Montagestab und dem Abstandshalter im Maßaufbau



Bild 7.66 Ein fertiger Fundamentkorb mit dem Stab-Knochen-Prinzip gefertigt

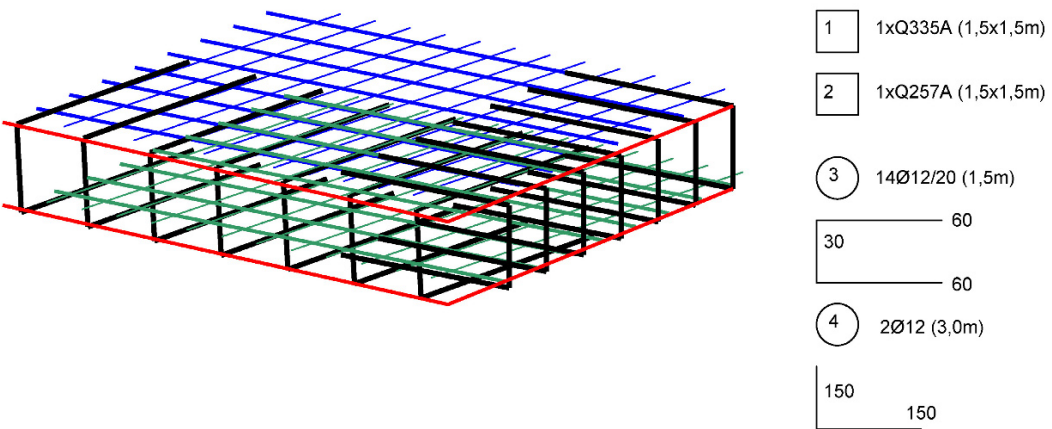
7.5 Zur Gewichtsrechnung und Ökonomie der Geflechtfertigung

Die Ökonomie basiert auf der Methodik der Gewichtsrechnung des Geflechts, die hier vorangestellt werden soll.

Die Gewichtsrechnungen des Bewehrungsgeflechts erfolgen über das Einheitsgewicht multipliziert mit der Länge einer jeden einzelnen Stabstahlposition im Geflecht.

Es gilt die nachfolgende einfache Methodik der Berechnung des Einbaugewichtes eines Geflechts:

Erstens. Das Geflecht wird in mehreren **Ansichten gezeichnet** (hier in Perspektive!) **und in Stabstahlpositionen unterteilt**, die neben der Zeichnung herausgeschrieben und nach Positionsnummer sortiert werden, die Stäbe werden mit Nummern in Kreisen und die Matten mit Nummern in Quadraten bezeichnet:



(Lese die Position 3 wie folgt (andere analog): 14 Stück der gezeichneten Biegeform mit Stabdurchmesser 12mm im Abstand von 20cm eingebaut, jedes Stück 1,5m lang (die Maße der Biegeformschenkel gelten in cm).)

Bild 7.67 Bewehrungskorb mit den heraus gezeichneten Stahlpositionen und ihren Deutungen

Zweitens. Die Aufstellung der **Stahlliste** eines Geflechts erfolgt in folgender Tabellen-Form:

Position	Anzahl	Ø	Länge	Breite	kg/m ² (m)	kg
	(A)	Art	(B)	(C)	(D)	E = A × B × C × D
1	1	Q335	1,50	1,50	5,38	12,105
2	1	Q257	1,50	1,50	4,12	9,270
3	14	12	1,50		0,888	18,648
4	2	14	3,00		1,21	7,260
Geflechtgewicht:						47,283 kg

Zusammenfassend ist für die Abrechnung und ökonomische Bewertung der Bewehrungsleistung die Feststellung wichtig, dass die Stahlliste eine eindeutige Abbildung des Geflechts und ein spezielles Gewichtsabbild ist.

Die Stahlliste ist das „Aufmaß“ der Bewehrungsleistung und die Erfassung aller Stahlpositionen im Geflecht.

Die Stahlliste multipliziert mit dem vereinbarten Preis ist das Wesen der Rechnungslegung der Bewehrungsleistung.

Die Stahlliste ist die Grundlage aller Kapazitäts- und Kalkulationsrechnungen (Kapitel 13).

Zur Ökonomie der Geflecht- oder Korbfertigung zwingt sich weiter die Logistik von Vorfertigung, Transport und Aufbau des Geflechts (Korbes) auf. Das ist genau deshalb der Fall, wenn, wie unter dem Absatz 7.1 abschließend festgestellt wurde, das Masse-Hohlraum-Verhältnis im Korb ungünstig wird. Dabei sind vor allem die Ausmaße des vom Betonteil vorbestimmten Korbes für das Verhältnis wesentlich. Das ist weniger im Geflecht der Fall, weil der Aufbau vor Ort geschieht.

Ein jeder Hohlkörper zeigt die Notwendigkeit einer vernünftigen (ökonomischen) Synthese zwischen Vorfertigung an zentraler Stelle und geschlossenem Aufbau vor Ort seines Daseins (der Baustelle). Diese ist immer günstiger, wenn der Hohlkörper weitestgehend in der Vorfertigung produziert wird und der anschließende Transport alle Kosten kleiner hält als die einer Fertigung vor Ort, ansonsten ist ein Teiletransport zum Zusammenbau des Hohlkörpers vor Ort immer ökonomisch besser.

So brauchen Transporte ungebogener Stäbe den geringsten Transportraum und sind generell mit bis zu 25 t auf der Straße möglich. Transporte für unterschiedlich geschnittene und gebogene Stäbe sind schon weniger möglich, je nach dem, wie die Längen- oder Formenvielfalt der geschnittenen und gebogenen Stäbe (Bild 5.7) ausfällt. Die Mattentransporte sind wiederum ungebogen bis 25 t auch möglich, während gebogene Matten, also Mattenkörbe, die nicht ineinander „versenkbar“ sind, schon wesentlich weniger Menge ausmachen und in ihren Transportkosten überlegenswert sind. Das Masse-Hohlraum-Verhältnis drückt sich hier in einer Art „Lufttransport“ aus und enthält immer eine ungünstigere Ökonomie als die vorher dargestellten Liefermengen. So ist auch der Pfahlkorbtransport in Abhängigkeit vom Masse-Hohlraum-Verhältnis zu bewerten und kann sich bei schwergewichtigen Pfahlkörben durchaus über große Entfernungen „rechnen“ (Absatz 7.2.6)

Zum anderen ist diese Zusammensetzbarkeit des Hohlkörpers auf der Baustelle teilweise unbegrenzt möglich und erhöht wesentlich seine Ökonomie. Indem immer 25 t an ein- oder zweidimensionalen Betonstahlteilen vor Ort auf die Baustelle gefahren werden können und dort beliebig große und unterschiedlich geometrisch dimensionierte Geflechte zusammengebaut werden, ist die Geflechtgröße unbegrenzt. So können durch diese Tatsache große Bodenplatten oder Überbauten bis zu 1000 t und mehr Stahlmenge vor Ort aufgebaut oder zusammengebaut werden.

Weiter gilt für den Zusammenbau eines Geflechts die nachfolgende These zur Technologie der Geflechtherstellung. Es kann das Anheben eines Geflechts (Korbes) zum Einheben in die Schalung zu unerwünschten Qualitätsmängeln führen (Bild 7.6), was seine Vorfertigung außerhalb der Schalung teilweise unmöglich machen kann. Erfordert es aber den Zusammenbau außerhalb der Schalung, beispielsweise im Bohrröhr, so ist die Verschweißung der Stahlpositionen eine Konsequenz, um den Korb qualitätsgerecht, d. h., ohne Veränderungen der Lage der Betonstähle zueinander, einzubetonieren. Letzteres kann auch insofern erklärt werden, als dass der Betonstahl, auch als Schlaffstahl bezeichnet, mit sehr langen durchhängenden Außenflächen am Geflecht eine in sich begründete Instabilität zeigt, die zu Verwerfungen beim Hebevorgang führen können. Damit ist die Technologie der Geflechtherstellung von den Beanspruchungen beim Einbau abhängig und zieht eigene Gesetze nach sich. Nämlich diejenigen der Verschweißung der Betonstähle u. a.

Die Vorfertigung von Geflechten kann auch aus einfachen ökonomischen Gründen gefordert sein, wonach die Vorhaltekosten der Schalung, beispielsweise Standzeitverkürzung aus Mietverträgen, zwingend zu beachten sind. So macht es Sinn, in unmittelbarer Nähe zum geschalteten Bauobjekt

die Vorfertigung des Geflechts zu legen, um unmittelbar nach der Geflechteinhebung den Betongang folgen zu lassen. Die kürzeren Schalungsstandzeiten sind evident. Zu beachten ist aber der größere Freiflächenbedarf für Vorflechtleistungen und Geflechtzwischenlagerung.

Diese Überlegung entspricht der Vorfertigung als Betonfertigteil mit anschließendem Transport zum Einbauort auf die Baustelle, die dann vor Ort gar keine Schalung erfordert, aber Lagerflächen, weil Transporte und Einbauten nicht logistisch nahtlos immer hintereinander erfolgen können.

Der Aufbau eines Geflechts ist immer als Teil des Aufbaus des Stahlbetonbauteils zu sehen und demnach immer in der Einheit aus Stahl, Beton und Schalung inklusive der Transporträume für diese Elemente zu sehen. Deshalb ist die grundlegende Ökonomie am Bau eine ständige Optimierung der am Markt vorliegenden „Gegebenheiten“, nämlich die Aufwendungen für die Stahl-, Beton- und Schalungstransporte verbunden mit den Aufwendungen für Vorfertigungen oder Fertigung der Geflechte in der Schalung oder auch dem Einsatz von Betonfertigteilen.

(Der Verfasser will bei dieser Optimierung alle zum Preis beitragenden Elemente verstanden wissen, die sich komplizierter darstellen als nur das Vergleichen von zwei bis drei Kostenteilen!)

Daraus lässt sich eine erste ökonomisch allgemeine These festhalten:

Die unterschiedlichen Technologien und Ökonomien der Geflechtherstellung werden aus den Bedürfnissen des kostengünstigen Bauens bestimmt. Sie werden aus der Logistik von Planung, Konstruktion, Vorfertigung, Transport und Aufbau in der Einheit nur erklärt und sind eine Optimierungsaufgabe mit diesen Eingangswerten.

Jetzt soll das Geflecht mit wenigen oder vielen Stahlpositionen in der Ökonomie der Geflechtherstellung betrachtet werden. Letztlich beeinflussen immer wenige Positionen eine Geflechtherstellung im ökonomischen Sinn positiv. Geflechte mit einer geringen Positionsanzahl und einer hohen Positionsvielfalt sind im Aufbau produktiver als umgekehrt. Das gilt auch und besonders für die Vorfertigung im Fertigteilwerk oder vor Ort.

Dazu kommt, dass Geflechte mit weniger Stahlpositionen eine höhere eigene Stabilität in sich tragen. Solche Geflechte sind beim Einheben in die Schalung damit produktiver, womit eine weitere positive Aussage zur Herstellungsökonomie beschrieben ist.

Die Konstruktion muss deshalb komplizierte Geflechtgeometrien in einfache Teilkörbe zergliedern oder aufteilen, so dass Standardelemente eine Vorfertigung erleichtern. Diese Standardelemente sind demnach ein weiterer qualitativer Anspruch an die Konstruktion und schließlich auch an die Ökonomie der Herstellung. Standards sind dabei Biegeformen, die dem Bild 5.7 entsprechen oder noch geringere Untermengen sind. Standards können dann wiederum als ein-, zwei- oder dreidimensionale Geflechte ausgewiesen werden.

Hier fordert die Fertigung der Geflechte die Konstruktion der Geflechte zu ökonomischen Prämissen. Ökonomisch oder produktiv herstellbare Geflechte sind nur mit wenigen und möglichst festgelegten Standardelementen (Stahlpositionen) realisierbar.

Die Konstruktion muss das Geflecht mit den objektiven Gesetzen der Bewehrungstechnik – theoretisch wie praktisch – umfassender konstruieren als nur aus einer Anzahl subjektiver Überlegungen. Dazu gilt es das Geflecht oder den Korb nach abstrakten Aspekten der Bewehrungstechnik in wenige Standardelemente (Bild 5.7) aufzugliedern und im Plan zusammenzufügen nach der These „wenigere Positionen bringen eine höhere Produktivität in der Fertigung“.

Insofern ist der Standardkorb dem Wesen nach ein Korb mit relativ gleicher Geometrie und geringer Anzahl Stahlpositionen.

Beispiele zu Pfahlkörben finden sich unter Absatz 7.3.5, zu Treppenkörben unter Absatz 7.3.3 und Stützenkörben unter Absatz 7.3.1.

Es gilt eine zweite allgemeine These:

Je weniger (mehr) Stahlpositionen ein Geflecht bestimmen, umso produktiver (unproduktiver) ist die Fertigungs- oder Aufbauökonomie des Geflechts.

Ein weiterer Aspekt gilt der maschinellen Fertigung von Geflechten (Körben). Die maschinelle Fertigung hat generell eine höhere Qualität und eine bessere Vergleichbarkeit oder Austauschbarkeit zur Folge. Eine nicht sofort erkennbare Verbesserung, die aber bei einer genauen Analyse des Bauablaufs und dessen notwendiger Optimierung immer Vorteile zeigt.

So hat eine Fertigung der Bohrpfahlkörbe in der zylindrischen Ausführung ihre Vorteile, da sie in ihrer Geometrie konstant ist und nur die Variation der Längsstäbe und der als Verteiler wirkenden Wendel zulässt. Damit kann die Produktivität am Pfahlkorb über eine stationäre Fertigungsstraße so gesteigert werden, dass der relativ verlustreiche Transport kostenmäßig wieder kompensiert wird.

Die maschinelle Korbstahlherstellung verlangt artgleiche Stabstahlpositionen, weil nur dadurch Körbe in großen Stückzahlen gefertigt werden können. Solche Geflechte oder Körbe müssen demnach als eine Art „Standardkörbe“ entwickelt oder konstruiert werden. Analog zu dieser Überlegung kann das „Lagermattenprogramm“ als ein „Standardprogramm“ (zweidimensionale Körbe) betrachtet werden. Demzufolge könnte für dreidimensionale Standardkörbe auch der Begriff des „Lagerkorbes“ gelten, der in großen Stückzahlen vorgefertigt vorliegen kann und so von der Geflechtkonstruktion genutzt wird.

7

Bei der maschinellen Herstellung muss der Umfang artgleicher kongruenter Körbe (Lose) die Maschineneinrichtungszeit (Rüstzeit) als wesentlichen Aspekt beachten. Diese Rüstzeit korreliert sehr stark mit dem Preis des Erzeugnisses.

Zum anderen kann ein Korb (Hohlkörper) nicht beliebig gelagert werden und fordert deshalb besonders bei dreidimensionalen Körben einen hohen Platzbedarf, der die Ökonomie wiederum negativ beeinflusst. Und das gilt schon gar nicht, wenn hohe Stückzahlen produziert werden sollen. Beide Aspekte stehen deshalb diametral zueinander.

Der Losumfang wird auch vergleichsweise als „Fertigungstiefe“ und die unterschiedlichen Fertigungsstücke (Korbarten) als „Fertigungsbreite“ bezeichnet. Ein Betrieb mit einer hohen Fertigungstiefe und gleichzeitig hoher Fertigungsbreite muss viele und vor allem variable Menschen und Maschinen haben. Der Aufwand für den Vorbereitungsprozess (Rüstprozess!) in einer Fertigung, dazu zählen die Einstellungen und Umrüstungen von Halterungen, Lehren, Anschlagpunkten, Klemm- und Schweißvorrichtungen, ist für die Ökonomie entscheidend. Die Rüstzeit ist stark abhängig von der Variabilität der Menschen und Maschine als auch von der Kompliziertheit des Fertigungsstückes (Korb).

Es erscheint sinnvoll, die Geflechtkonstruktion auf solche Kategorien von Geflecht- oder Korbtypen auszurichten, die auf Maschinen sehr kostengünstig produziert werden können und die mit dem anschließenden Transport zur Baustelle eine immer noch kleinere Kostengröße ausmachen als die orthodoxe Methode der Betonstahlvorfertigung und des Geflechtzusammenbaus vor Ort aus Teilen.

Die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung für die Herstellung von Korbstandards von Hand oder über Maschinen hat folgende formale Aussagen:

Wird angenommen, dass die Rüst- oder Vorbereitungszeit mit R für den Losumfang l gleicher Körbe gilt und die Herstellungszeit eines Korbes über eine Maschine mit H bezeichnet wird, dann muss

$$R < l \times H$$

gelten. Wie weit aber die Relation gelten kann, um die maschinelle Herstellung ökonomisch sinnvoll zu machen, zeigt die Umformung

$$R / l < H.$$

Die maschinelle Herstellung ist ökonomisch nur dann sinnvoll, wenn die Losgröße die Rüstzeit wesentlich unter die Herstellungszeit drückt.

Es macht also keinen Sinn, wenn eine kleine Loszahl l mit einer hohen Rüstzeit R hergestellt wird, oder der Kunde gewillt ist, den Aufwand im Preis zu übernehmen. Diese Aussage geht auch aus der nachfolgenden Überlegung hervor, wonach eine Handherstellungszeit H_H nur dann ökonomisch gegenüber einer Maschinenherstellungszeit H_M vertreten werden kann, wenn ein Losumfang l so groß gewählt wird, dass die einfache Relation gilt

$$l \times H_M + R < l \times H_H.$$

Wird diese Ungleichung leicht umgeformt, ergibt sich

$$H_M + R / l < H_H,$$

womit die Aussage einer ökonomisch sinnvollen maschinellen Herstellung nur bei einem genügend großen Los l ebenfalls erkannt wird.

Aus den vorstehenden Relationen kann eine dritte Wirtschaftlichkeitsthese abgeleitet werden:

Die Handherstellung eines Geflechts ist ökonomisch effektiv bei kleinen Losgrößen, während die Maschinenfertigung bei großen Losen tendenziell effektiv ist.

Die Mächtigkeit des Losumfanges l ist relativ. Schon ab fünf Körben kann die Grenze gegeben sein, oder sie liegt für l ab der Zahl Fünfzig, weil die Rüstzeit R entscheidend in die Ungleichung eingeht.

So ist auch zu beachten, dass diese Betrachtung für Korbstahl und Mattenstahl gleichermaßen gilt.

Diese Wirtschaftlichkeitsthese kommt vor allem im Mattenstahl, bei Listenmatten und/oder Zeichnungsmatten vor. Dabei ist die Einschätzung der Relation von Losgröße zu Rüstzeit auf der Maschine für eine Mattenart entscheidend. Zum Vergleich werden die Lagermatten nach DIN 488 in den Losgrößen ab etwa 5000 Stk. erst hergestellt. Daraus ist erkennbar, wie die Rüstzeit durch die Losgröße pro Herstellungseinheit gedrückt wird. Wird hingegen die Losgröße bei Listenmatten gering gehalten, etwa sogar mit $l \leq 10$, so wird der Preis erstrangig von der Rüstzeit bestimmt. Eine nicht zu vertretende Preis-Leistungs-Relation.

Das Vorherige wird an folgenden Beispielen noch deutlicher:

1. Eine Listenmatte ist 5-mal herzustellen. Die Rüstzeit der Maschine beträgt 2 Stunden, die Herstellungszeit der Listenmatte 2 Minuten. Die Maschinenlaufzeit und die Rüstzeit wird jeweils mit 150 €/Stunde bewertet. Der Materialaufwand der Listenmatte mit dem Gewicht von 160 kg soll bei 500 €/t liegen, also 80 €/Matte. Dann ergibt sich der Mattenherstellungspreis zu

$$(2 \text{ h} \times 150 \text{ €/h}) + (2/60 \text{ h} \times 150 \text{ €/h} \times 5 \text{ Matten}) + (80 \text{ €/Matte} \times 5 \text{ Matten}) \approx 300 + 25 + 400 = 725 \text{ € also } 145 \text{ €/Matte.}$$

2. Werden mit den gleichen Ausgangsdaten wie unter 1. genau 300 Listenmatten hergestellt, so berechnen sich die Herstellungskosten der 300 Matten zu

$$(2 \text{ h} \times 150 \text{ €/h}) + (2/60 \text{ h} \times 150 \text{ €/h} \times 300 \text{ Matten}) + (80 \text{ €/Matte} \times 300 \text{ Matten}) = 25800 \text{ € also } 86 \text{ €/Matte.}$$

Demnach sind Pläne, die Listenmatten nur als Spezialfälle ($l < 10$) ausweisen, zu verwerfen oder in Stäben zu planen. **Die Losgröße $l > 100$ scheint erst „ökonomisch vertretbar“!**

Völlig analog kann die Betrachtung für einen Korb sein. Der maschinelle Einsatz von Geflechten lohnt sich erst bei höheren Stückzahlen oder er kostet viel, hat also einen übernormal hohen Rüstaufwand im Preis enthalten.

Ein Bewertungsmodell der Wirtschaftlichkeit soll abschließend den Gedanken der effektivsten Stab-, Matten- und Korblösungen in einem Geflecht ausweisen. Diese Optimierungsmethode wird über eine Bewertungsskala aller gedachten Einflüsse zum Ausdruck gebracht und gibt über das Summenminimum einer Zeile die beste Lösung an!

Dazu werden in einer Tabelle die Zeilen mit den Variantenlösungen bezeichnet (in unserem Beispiel der Geflechtherstellung ist es die Stab-, Matten- und Korblösung!) und die Spalten mit den Bewertungskriterien der Herstellung dieser Variantenlösungen (in unserem Beispiel sind es der Preis, die Herstellungszeit, die Marktverfügbarkeit und die Qualität des Geflechts!).

Für je ein Bewertungskriterium gilt ein quantitatives Bewertungsniveau x_{ij} für die Zeile i und die Spalte j . Das Bewertungsniveau x_{ij} kann jede beliebige Zahlenmenge (Niveauwerte) annehmen.

Die effektivste Lösung wird über das Minimum [Maximum] aller Zeilensummen Σx_{ij} bestimmt, wenn die Menge der Niveauwerte $\{x_{ij}\}$ in ihrer Wertigkeit sinkt [steigt]. Die Niveauwerte x_{ij} werden von 1 (gut) bis 9 (schlecht) festgelegt (sinkende Wertigkeit \rightarrow Minimum!).

Hierzu ein Beispiel:

	Preis	Herstellzeit	Verfügbarkeit	Qualität	Summe
Wertigkeiten	$P = 1$	$H = 1$	$V = 1$	$Q = 1$	
Stablösung	3	2	1	5	11
Mattenlösung	5	1	1	3	10
Korblösung	7	6	6	1	20

Im Beispiel ist die Minimalsumme die beste Lösung! Werden die Bewertungsniveaus genau vertauscht, also gilt 1 für schlecht und 9 für gut, dann ist das Maximum die beste Lösung. Eine Erhöhung der Differenzierung wird mit der unterschiedlichen Wertigkeit der Spalten (oben sind sie alle gleich mit eins bewertet!) auch erreicht. Weiter kann die Menge der Bewertungsgrößen (Spalten) erhöht werden, um die Differenzierung der Bewertung zu erhöhen. Wird durch mehrere Lösungsansätze die Anzahl der Zeilen erhöht, so wird die Optimierung über mehrere Lösungsansätze, also breiter, angelegt.

Dieses Modell unterstellt immer auch eine subjektive Auswertung, insofern der Modellbewerter die Bewertungskriterien mit den Niveauwerten für die Variantenlösungen so und nicht anders vergibt, wird sich die effektivste Lösung auch immer subjektiv ergeben. Werden die Zeilen und die Spalten in der Anzahl erhöht, so wird der subjektive Faktor weitestgehend ausgeschaltet und die Lösung nimmt immer mehr objektiven Charakter an. Der Analytiker überblickt einzelne Einflüsse nicht mehr und kommt so zu einer objektiveren Bewertung als bei wenigen Einflussfaktoren, die er gezielter einsetzt.

7.6 Günstigere Bewehrungslösungen im Geflecht

Das Geflecht als solches kann in unterschiedlichen Formen seine Aufgabe als „Betonstabilisator“ immer erfüllen.

Es gilt prinzipiell: Die Qualität des Geflechts ist nicht nur von der Betonstahlqualität abhängig, sondern vor allem auch von der Qualität der Planung und der Herstellung des Geflechts.

Dabei ist entscheidend, dass die konstruktive Gestaltung des Geflechts der Herstellungsmöglichkeit, sowohl biege- als auch aufbautechnisch, nicht entgegenstehen darf.

Hier kommt das Prinzip der Übereinstimmung von Konstruktion (Planung) und Technologie (Herstellung) – wie auch in jedem anderen Fertigungsprodukt – zum Ausdruck.

Dieses Prinzip soll bei den nachfolgenden Vorschlägen für günstigere Bewehrungslösungen in jedem Beispiel Beachtung finden.

7.6.1 Ebene Flächen (Platten) mit geraden Stäben bewehren

Bei der Flächenbewehrung geht es immer um höhere Einbaugeschwindigkeiten, um Produktivität. Darum sollten nachfolgende Überlegungen beim Planen unbedingt Beachtung finden.

Große flächige Bauteile werden in mehrere Betonierabschnitte, technologisch bedingt, unterteilt.

An diese Abschnitte und deren Abfolge ist der Bewehrungsplan zwingend anzupassen, um diese Abläufe, die Stahlpositionen und deren Lagerhaltung am Bau zu vereinfachen. Bei einer 300t-Bodenplatte ist die erforderliche Zwischenlagerung im Platzbedarf am Bauobjekt nicht unwesentlich.

Weiter sollten die Überstände, von dem einen in den anderen Betonierabschnitt, die Anschlussstäbe, so kurz wie möglich sein, weil lange Überstände auf der Fläche beim Begehen und Bearbeiten immer hindern. Das gibt einerseits mehr Platz auf der Fläche für andere Leistungen und andererseits wird das starke Verbiegen der zu langen Überhänge (unbezahlte Nacharbeiten) eingeschränkt.

Symbolisch:

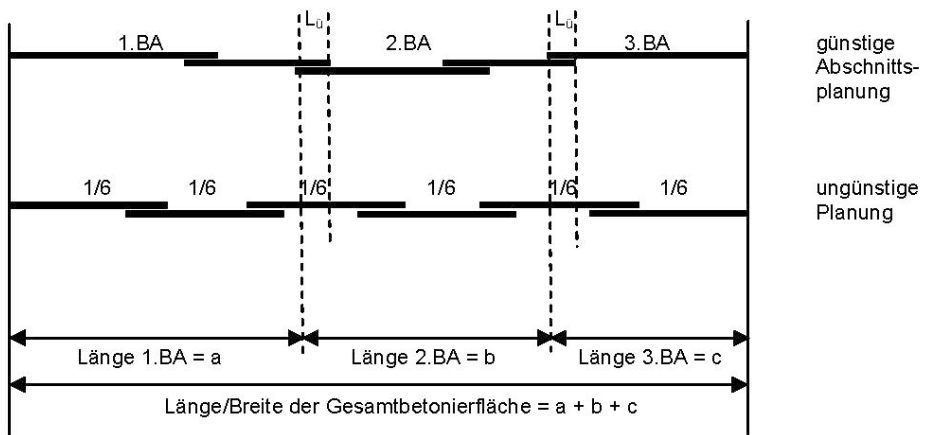


Bild 7.68 Symbolbild für Zuschnitte von Längsstäben einer Platte nach Bauabschnitten (BA).

Bei der Planung sollte berücksichtigt werden, dass unten liegende Querstäbe im Anschlussbereich mit im Plan aufgeführt werden, da sich diese beim Weiterbauen nur noch schwer ergänzen lassen.

Die Stablänge in großen Flächen sollte günstiger auf eine Summe von 12m-Längen plus einen Reststück ausgelegt sein, anstelle die Stablängen gleichmäßig summarisch aufzuteilen.

So kann der Verschnitt (Materialeinsparung) optimiert werden und die Positionsanzahl gering gehalten werden. Das hat auch Produktivitätsvorteile auf dem Baufeld durch geringere Lagerhaltung und Sortieraufwand.

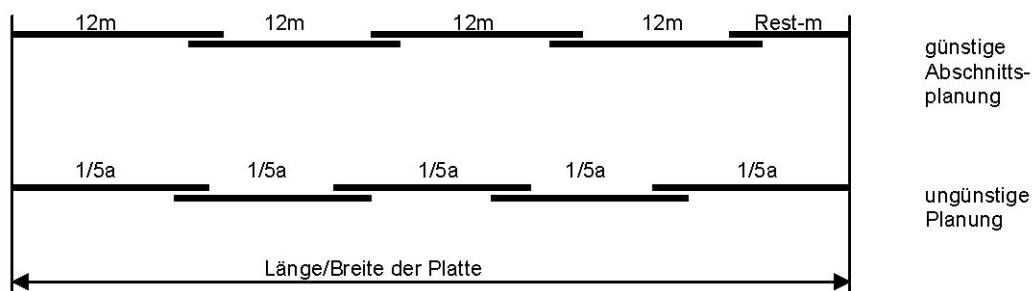


Bild 7.69 Symbolbild für Zuschnitte von Längsstäben einer Platte ohne Bauabschnitte

Um beide Bildinhalte in Übereinstimmung zu bringen, müssen Planungsbüros unbedingt mit der ausführenden Baufirma vor Baubeginn Festlegungen zu Betonierabschnitten treffen.

Es sollte (müsste) erkannt werden, welcher Nutzen für die Produktivität in dieser Abstimmung liegt.

Eine hohe Bedeutung hat die Wahl der Stablängen und -durchmesser in den Flächen.

Wenn planungstechnisch beachtet wird, dass einmal die Stablänge verlege-technische Probleme bei einem auf der Fläche immer notwendigen Handtransport mit sich bringt, dann zwingt sich eine Stablänge bis maximal 12m nur auf.

Zum anderen hat der Stabdurchmesser, wegen dem notwendigen Betreten beim Verlegen (und auch beim Betonieren) großen Einfluss auf die Trittstabilität, was ihn planungstechnisch nicht unter 12mm zulässt. Höhere Durchmesser geben immer einen höheren „Halt“ auch bei nur teilweise fertigen Geflechten. Flächenbewehrungen mit Stab- \varnothing 8 oder 10mm sind daher bevorzugt mit Matten auszulegen.

Beispielsweise ist \varnothing 12/15 günstiger als \varnothing 10/10 (weil $785\text{mm}^2/\text{m} \sim 791\text{mm}^2/\text{m}$ gilt), oder anstelle von \varnothing 12/10 ($1131\text{mm}^2/\text{m}$) kann besser \varnothing 14/13,5 ($1140\text{mm}^2/\text{m}$) gewählt werden.

Die Orientierung in der Grundteilung der Plattenbewehrung ist dabei immer 15cm.

Weiter sollte jede Platte mit einer Grundbewehrung geplant werden – d.h., mit einem Stabdurchmesser mit einer Stabteilung. Wenn es partiell statisch höhere Belastungen in der Platte gibt, dann sollte mit Zulagen ergänzt werden.

Bei der Anwendung der vorherskizzierten Aspekte hat der Aufbau einer Platten- oder Flächenbewehrung immer eine Zeit- oder Kapazitätsersparnis zur Folge (siehe Absatz 13).

Kluge Planungen, die abgestimmte technologische Abläufe beachten, erzwingen immer eine höhere Produktivität (kürzere Aufbauzeiten) in der Bewehrung der Platte!

7.6.2 Die Randverbügelungen von Flächen mit gebogenen Stäben

Es gilt in der Randverbügelung von Flächen, die gebogenen Stäbe sind kürzer zu halten (bzw. so kurz wie möglich) als die ungebogenen Stäbe.

Dabei ist das „Auflageprinzip“ der Randverbügelung dem „Umschließungsprinzip“ immer vorzuziehen (Bild 7.70).

Der Vorteil ist, dass die Randverbügelung nach der Flächenbewehrung unabhängig von dieser ausgeführt (aufgebaut) werden kann und somit die Bauabläufe beschleunigt werden.

Das „Auflageprinzip“ der Randverbügelung bietet außerdem die Möglichkeit die Bügel als Mattenkörbe auszuführen. Die Bügelmattenausführung ist ohnehin nur im „Auflageprinzip“ möglich, weshalb auch der Stabbügel eine solche Planung erfahren sollte.

Symbolisch:

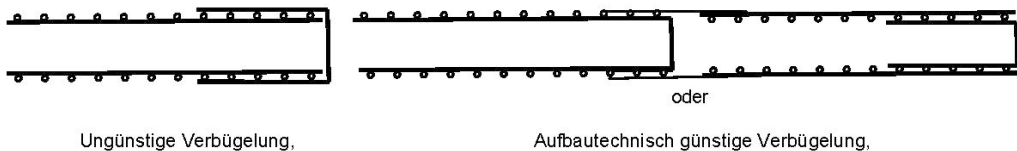


Bild 7.70 Gegenüberstellung von Umschließung (links) zu Auflage (rechts).

Wenn sich die aus der unteren oder oberen Lage ausragenden Randbügel, wie die im Bild 7.71 gezeigten, nicht vermeiden lassen, dann sollten ihre gestreckten Längen maximal 6m nur sein, bei einer Schenkellänge von maximal 3m.

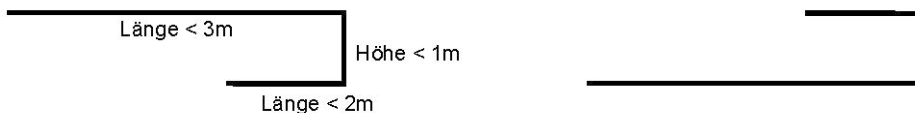


Bild 7.71 Ausragende Randbügel, deren Schenkellänge kleiner 2–3m sein sollten

7.6.3 Die gebogenen Stäbe in gestreckter Länge klein halten

Aus biege- und einbautechnischen Gründen sollten Bügel in den gestreckten Längen größer 6 m vermieden werden. Diese Einschränkung hat einen besonderen sicherheitstechnischen Wert, den sich der Leser unbedingt selbst beantworten sollte

Gebogene Stäbe sind in der gesamten Leistungskette der Bewehrungsgeflechte ungünstiger im Handling, ob beim Biegen, im Transportraum, beim Be- und Entladen oder auf dem Baufeld beim Geflechtaufbau. Je länger sie in den Biegeschenkeln ausgelegt (geplant) sind, umso schwieriger gestalten sich die Abläufe in der Bewehrung.

Insbesondere die Transporte und deren Beladung stoßen bei einer großen Ansammlung von großen Biegepositionen an Grenzen und bergen in sich ein großes Risiko bei der Sicherheit. Kleine Biegepositionen lassen sich beim Transport in kompakten Paletten oder Big-Bags wesentlich sicherer transportieren und einfacher stapeln.

Auch der Einbau von langen gebogenen Stäben stellt einen wesentlichen Nachteil gegenüber kurzen Bügeln dar. So ist generell der Einbau von gebogenen Stäben besser vorzubereiten und zu durchdenken als der von geraden, da gebogene Stäbe nachträglich nur noch schwer im Geflecht korrigierbar bzw. in ihrer Lage nicht mehr veränderbar sind. Gerade Stäbe können notfalls noch eingefädelt oder verschoben werden, was der gebogene Stab nicht erlaubt.

Daher muss beim gebogenen Stab die Einbaureihenfolge eine besondere Beachtung finden. Dabei gilt, dass je länger gebogene Stäbe sind, umso mehr kreuzen sie sich mit anderen Stäben (beachte die Teilung mit 15cm) und umso mehr Abhängigkeiten beim Einbau bestehen mit anderen Stäben bzw. Positionen. Der Einbau unterliegt somit mehr konstruktiven Zwängen und kann nicht immer effektiv gestaltet werden.

Neben diesen Zwängen erfordert auch das höhere Stabgewicht mehr Muskelkraft und Balanceleistung sowohl beim Biegen als auch beim Einbauen. So hat ein 9,3m langer gebogener Stab-Ø16 (-Ø12) im Bild 7.72 das Gewicht von 14,7 (8,3) kg. Wird er planerisch halbiert, wie im Bild 7.72 rechts gezeigt, wird sein Gewicht schon bei dem Ø16 (-Ø12) auf 8,4 (4,7) kg fallen

Den physischen Unterschied bei der stetigen Dauerbelastung eines Bewehrers sollte jeder Planer immer beachten (siehe auch Pkt. vorher).

Symbolisch:

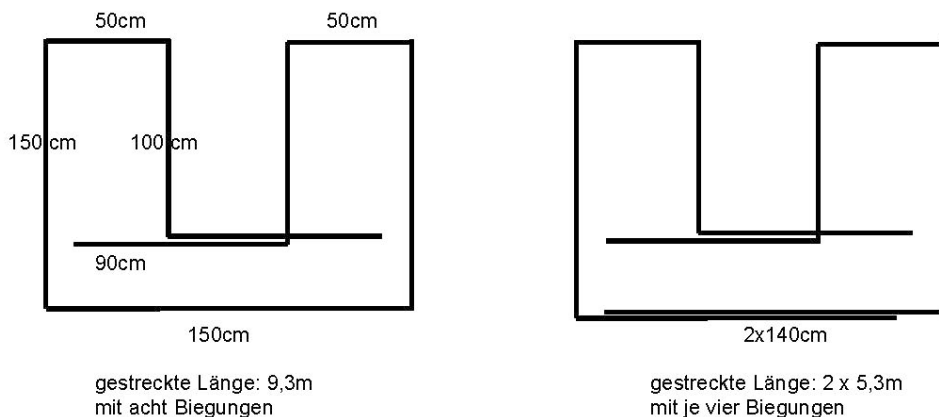


Bild 7.72 Ein Köcherbügel in gestreckter Länge (links) und halbiert (rechts).

7.6.4 Die Anzahl der Biegungen je Stab geringhalten

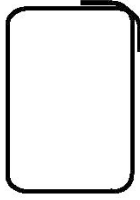
Prinzipiell gilt für einen Bügel mit mehr als drei Biegungen, dass „Verdrehungen“ in den Seitenschenkeln des Bügels entstehen. Und das je mehr, je mehr Biegungen im Bügel sind.

Sie wirken sich auf die Toleranzen und die Exaktheit im aufgebauten Geflecht vor Ort am Bau aus, entweder bei der Passgenauigkeit zur Schalung oder zu anderen verzahnten Geflechten. Bei der Abnahme wird schließlich der Verleger/Einbauer zur Falscharbeit noch verantwortlich gemacht.

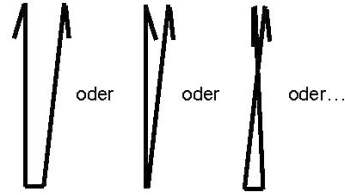
Diese Verdrehungen sind keine Disqualität, sondern liegen in der Rippung und vor allem der Walzennaht des Betonstahles (B500) begründet, die wiederum ein Resultat der Verankerungsnotwendigkeit des Betonstahles im Beton sind (Abs. 3.2.2).

Am Beispiel des fünffach gebogenen Umschließungsbügels ist die Konsequenz in der Seitenansicht genau zu erkennen.

Symbolisch:



Der Bügel in der
Vorderansicht



Der gleiche Bügel in der Seitenansicht
(normaler Biegefall durch ungünstige
Rippenlage beim Biegevorgang)

Bild 7.73 Darstellung eines geschlossenen Bügels in seiner Verdrehung in der Seitenansicht (rechts).

Es gilt, dass je mehr Biegungen an einem Bügel sind, je größer der Stabdurchmesser (ab 16mm teilweise extrem!) des Bügels ist, je länger ein Bügelschenkel ist, umso stärker und erkennbarer sind die Bügelverdrehungen im Bügel möglich.

Es ist evident, dass, je größer der Stabdurchmesser ist, umso größer die Rippenaufmaße (siehe Absatz 3.2.2 und 5.1), umso größer ist die vorgenannte Wahrscheinlichkeit der Verdrehung.

Die Idealvorstellungen der Planer sind praktisch nicht realisierbar, trotz exakter Arbeit der Biegeautomaten (auf Basis CNC) und des händischen Einbaus.

Die Zeichnung ist die Theorie, die Biegepraxis hat ihre Grenzen durch den Rippenstahl und lässt sich nicht ideal realisieren, weshalb der Geflechtaufbau mit Toleranzen im cm-Bereich arbeiten muss.

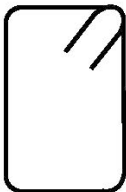
Im Verlauf des Buches wurde an anderer Stelle auch in vielen ähnlichen Fällen auf diesen Sachverhalt verwiesen.

Je mehr die Planung diese Aspekte beachtet, je genauer wird das Geflecht in seiner Kubatur aufgebaut.

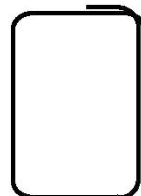
7.6.5 Bügelschlösser – in allen Teilgeflechten

Geschlossene Bügel sollten aus einbautechnischer Sicht besser mit „90°-Schlössern“, anstatt mit nach innen stehenden Haken-Schlössern, ausgeführt werden.

Symbolisch:



Ungünstiges Bügelschloss

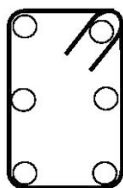


Biege- und Aufbautechnisch besseres Bügelschloss

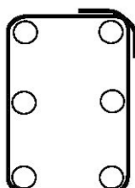
Bild 7.74 Bügelschlösser in zweierlei Ausführung

Die nach innen stehenden Haken-Schlösser erschweren bei Unterzügen oder Stützen erheblich das Einfädeln der Längsstäbe. Sie stehen sogar beim Aufbau im Wege. Dieser Effekt wird noch erschwert, wenn die Forderung der Planung steht, die Bügelschlösser versetzt anzuordnen. Diese Forderung wird zur bautechnischen Unmöglichkeit je kleiner die Bügellängen sind.

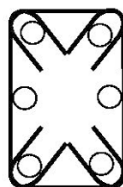
Symbolisch:



Ungünstige biege- und aufbau-technische Variante.



Günstigere Komplettvariante



ungünstig, weil verschwenkte Schlösser Innenraum einschränken.

Bild 7.75 Bügelschlösser mit der günstigeren Ausführung mittig

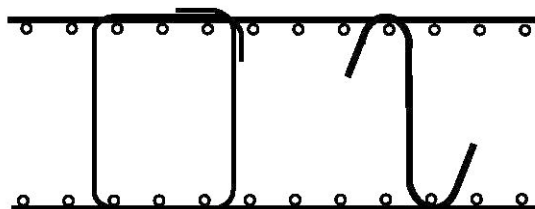
Unter Beachtung des Inhalts des vorgenannten Absatzes kann nicht genug auf die Schwierigkeit des Weiterverwendens des ungünstig gebogenen Bügels verwiesen werden.

Ganz zu schweigen, wenn der Bügel Miniaturform annimmt, also etwa 10x20cm Außenmaß. Und das auch noch für Stabdurchmesser ab 10mm. Einerseits ist die Biegung am Automaten schon grenzwertig (siehe Pkt. 4.1.4 ab S. 51), andererseits ist der Bügel in der Weiterverarbeitung am Balken (etwa auch im Ringanker des Mauerwerkabschlusses) nicht zumutbar.

7.6.6 Die Schubbügel in den Horizontalplatten

Die auf Schub beanspruchten Bügel in Platten werden sehr oft als „Umschließungen“ von Teilbewehrungen konstruiert. Dabei sollten nachfolgende Lösungen vorrangig Beachtung finden:

Symbolisch:



Zwei ungünstige aufbautechnische Bewehrungslösungen, die linke bei Matten nicht und mit Stäben schwer in der oberen bzw. unteren Lage realisierbar, während selbst die rechte Lösung auch sehr schwer realisierbar ist.

Bild 7.76 Ungünstige Schubbügellösungen in Platten

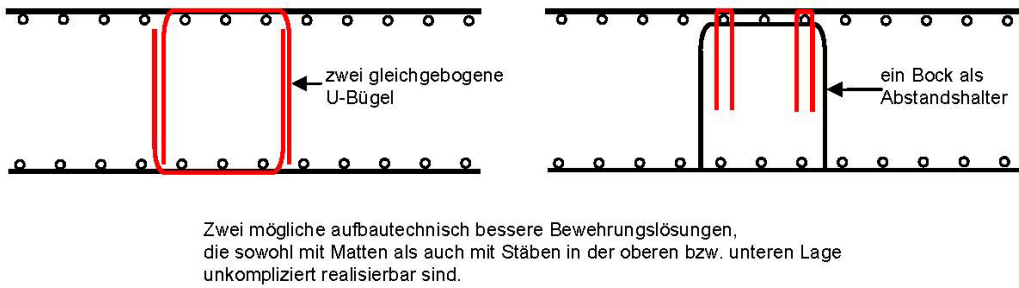


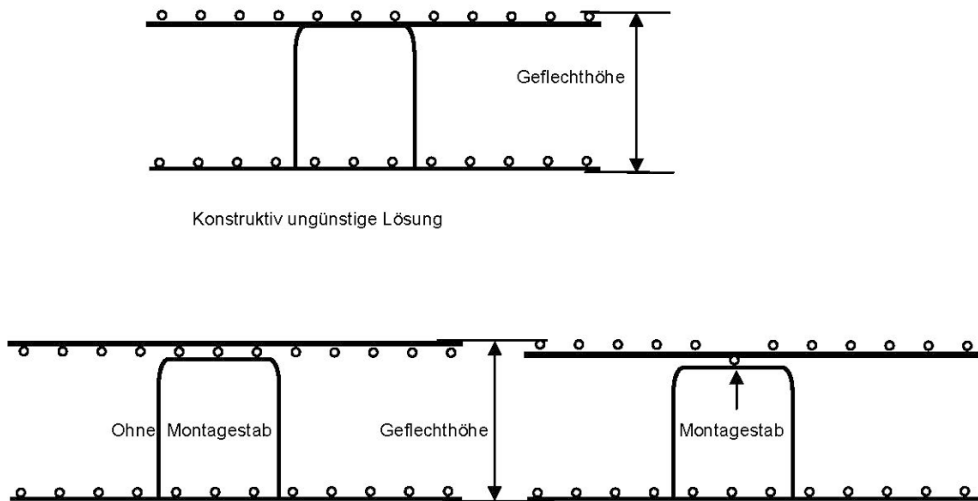
Bild 7.77 Vorschlag einer günstigen Schubbügellösung in Platten

7.6.7 Die Abstandshalter und die Montage der oberen Lage in Platten

Bei der Konstruktion von Platten mit Stabstahl (vor allem bei Stabdurchmesser $\geq 12\text{mm}$, unter 12mm erfolgen die Planungen für die beiden Lagen meist sinnvoll in Matten) wird häufig der erforderliche Montagestab auf dem Abstandshalter vernachlässigt und dem Geflechtauf- oder einbauer (Verleger) als Problem selbst überlassen.

7

Symbolisch:



Konstruktiv günstige Lösungen (die untere Lage kann beliebig gedreht vorgestellt werden, weil der Absta (Bock) entsprechend nur kürzer zur Höhe berechnet werden muss!)

Bild 7.78 Eine gute Planung zeichnet den Montagestabes mit ein

Der Leser kann sich den Kommentar selbst erörtern. Leider wird in den Plänen die obige Variante ohne technologisch notwendigen Montagestab zu oft angeboten.

7.6.8 Die Wand- oder Stützenanfänger als L-Bügel

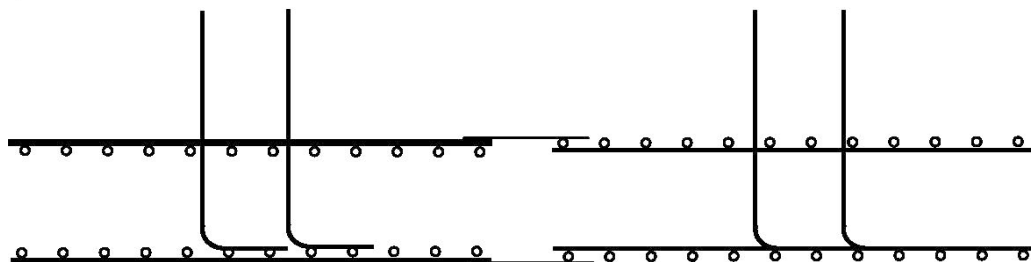
Es muss immer erkennbar sein, dass einfache L-Bügel als Anfänger (Anschlussstäbe) für Wände oder Stützen aus Platten heraus immer günstiger sind als U-Bügel.

Der L-Bügel ist einfacher in der ebenen Fläche (Bodenplatte oder Decke) einzubauen als ein U-Bügel, weil der L-Bügel einfach als „Durchstecker“ handhabbar ist.

Dabei ist es gleich wie die obere Lage zur unteren Lage liegt, der Einbau des Wandanfängers ist als L-Bügel ohne größeren Zeitaufwand montierbar.

Der **Vorteil der L-Bügel** liegt vor allem darin begründet, dass die Flächenbewehrung mit unterer und oberer Lage zunächst ohne Beachtung der Anschlüsse fertiggebaut werden kann. Während die Wand- und Stützenanfänger (Anschlüsse) nachträglich durch die obere Lage geschoben werden können und auf der unteren Lage relativ problemlos angebunden werden können (bei starken Platten kann der Bewehrter „einsteigen“). Die Länge der Anschlussstäbe spielt eine untergeordnete Rolle.

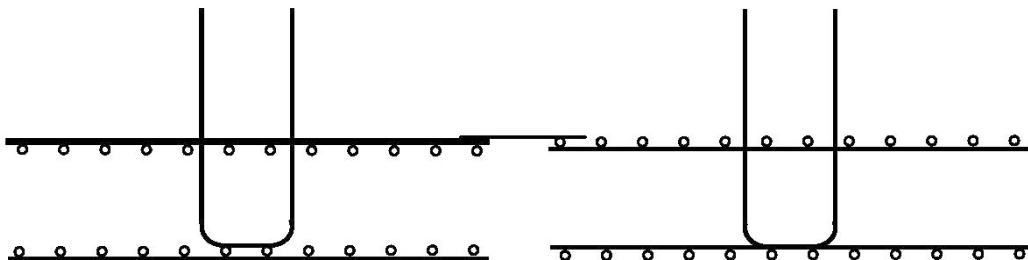
Symbolisch:



Günstige Lösungen mit L-Bügel, weil der Einbau nach Fertigstellung der oberen Lage erfolgen kann und das Durchstecken und Binden einfacher erfolgt.

Bild 7.79 Die Anschlussbewehrung mit L-Bügel.

Symbolisch:



Ungünstige Lösung mit U-Bügel, weil das Einbauen bereits mit der unteren Lage realisiert werden muss und die obere Lage drum herum gebaut werden muss.

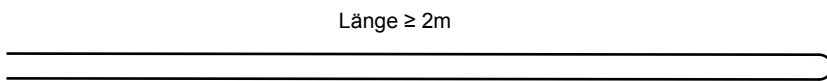
Bild 7.80 Die Anschlussbewehrung mit U-Bügel.

Der **Nachteil der U-Bügel** liegt darin, dass er bereits mit der unteren Lage mitgebaut werden muss und beim Aufbau der oberen Lage stört. Außerdem werden Montagestäbe für die Halterung in Höhe der oberen Lage gebraucht. Was insgesamt ein Störfaktor darstellt, weil die obere Lage „gefädelt“ werden muss, sie kann nicht verlegt werden. Das hat auch stetig Nacharbeit zur Folge. Denn das Geflecht ist nicht stabil, sondern in diesem Zustand noch labil.

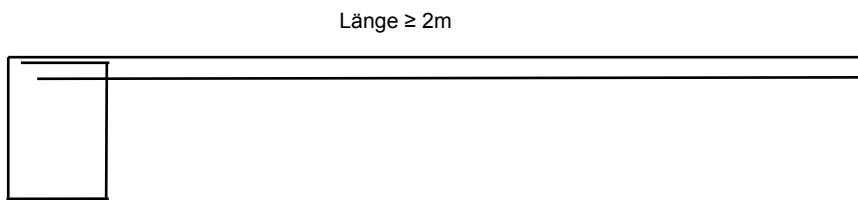
7.6.9 Der zu lange Schenkel im Bügel

Sehr oft wird es planungstechnisch erforderlich, dass Bügel über eine/zwei Biegung/en lang gehalten werden.

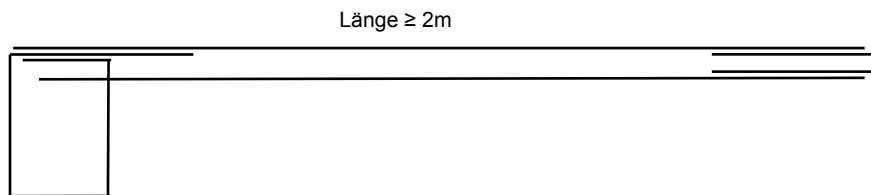
Dazu das Beispiel der einfachen „Nadel“, die Überbrückungen oder Verbindungen im Geflecht sichern:



Oder die typischen Kappenbügel (Fußgängersteg der Brücke):



Beide sind Biege- und aufbauseitig unhandlich und kosten unnötige Bauzeit, weshalb ihre Unterteilung in Einzelbügel und Längsstäbe immer sinnvoll ist:



Sinnvolle Zerlegung des unhandlichen Bügels in 2 Bügel und zwei gerade Stäbe.

7.6.10 Stütze/Unterzug als Korb vorgeflochten und dessen Anschlüsse

Das Vorflechten ist sowohl auf dem Baufeld oder werkseitig immer sinnvoll. Einmal kann auf der Baustelle die „Lücke“ im Bauablauf mit Arbeit gefüllt werden, und zum anderen kann der Korb zeitnah angeliefert werden und sofort eingebaut werden.

Beides ist ein Erfordernis der Produktivität am Baugeschehen.

Die Möglichkeit der Vorfertigung sollte zwingend durch planerische Vorkehrungen unterstützt werden.

Dazu muss die Bewehrungsplanung kurze Anschlussstäbe für das Aufstecken (Stütze) oder das Einschieben (Unterzug) des fertigen Korbes beachten (siehe Bild 7.81). Die Anschlüsse oder Durchdringungen mit anschließenden Bauteilen müssen so gestaltet werden, dass diese nach Setzen des Korbes durch kurze Stäbe ergänzt bzw. komplettiert werden können.

Hierfür müssen ausreichend große Lücken für die ergänzenden Stäbe vorgesehen werden. Die Anschlüsse von Stützen sollten ausreichend nach innen gekröpft sein, damit der nächste Stützenkorb der nächsten Etage einfach darüber geschoben werden kann.

Symbolisch:

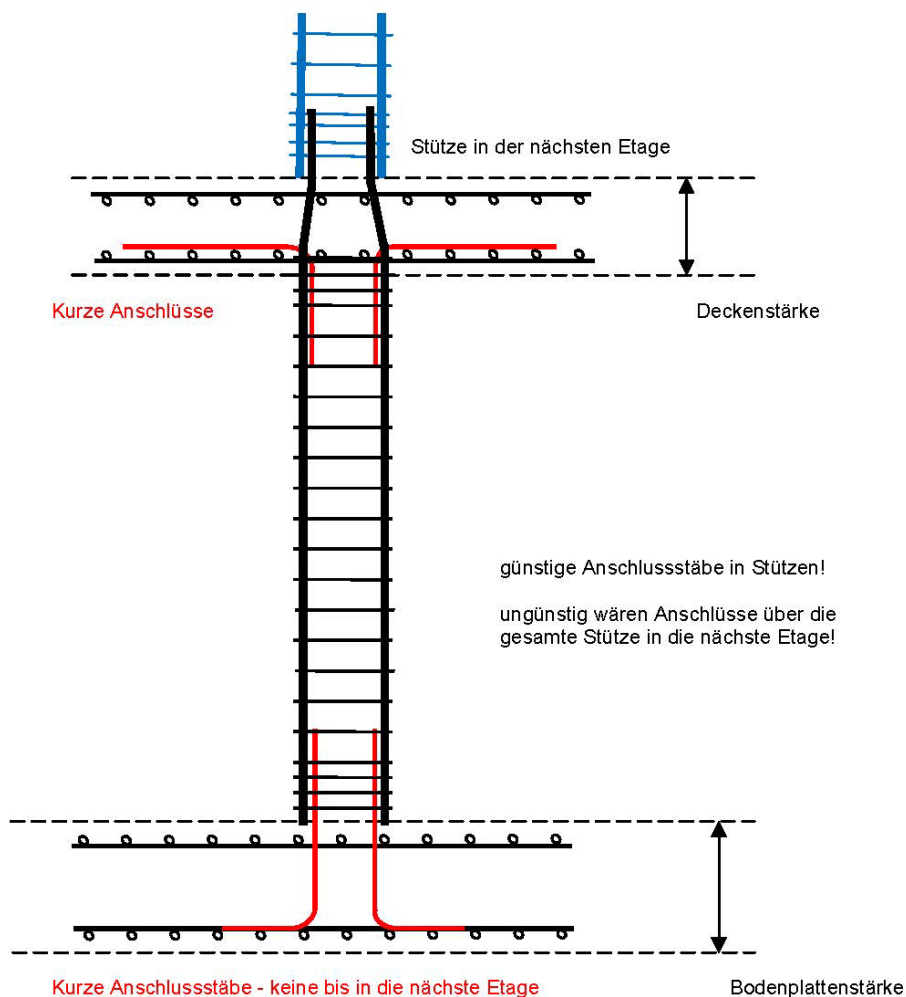
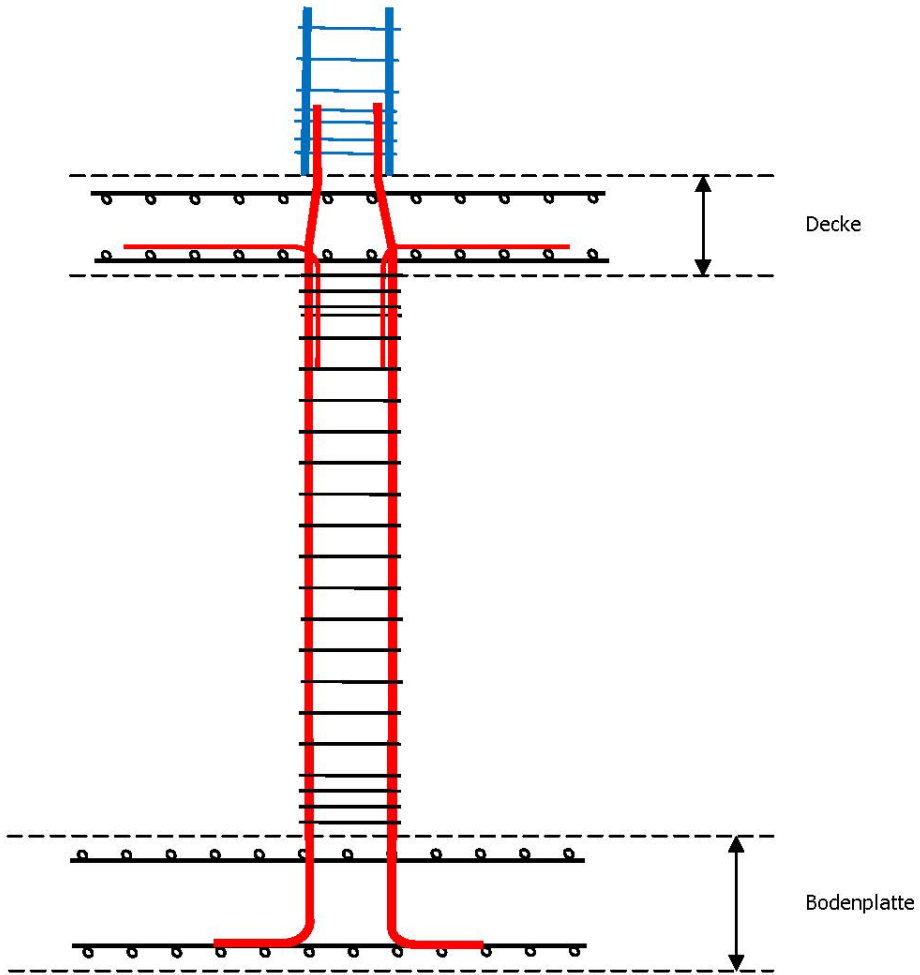


Bild 7.81 Vorschlag einer Planung über mehrere Ebenen

Die schlimmste planungstechnische Variante ist die, wenn die Längsstäbe der Stütze gleichzeitig als Anschlussstäbe aus oder in die Platte geplant sind:

Symbolisch:



Diese Planung ist sehr ungünstig !

Bild 7.82 Eine zu verwerfende Planung, weil Längsstäbe gleichzeitig Anschlüsse sind

Ein weiterer ungünstiger Aspekt bei der Planung einer Stütze oder eines Unterzuges ist immer die Verwendung unterschiedlicher Stabdurchmesser bei Bügeln im „Gurtungsbereich“ nahe der eingespannten Platte/Decke/Wand u.a.

Dabei ist sehr günstig die Verwendung wieder nur eines im Stab-Durchmesser einheitlichen Bügels möglich, welcher bei planungstechnische notwendig höheren Durchmessern jetzt aber mit gleichen Durchmessern in den Abständen unterschiedlich enger gewählt wird (in den Bildern 7.81/7.82 angedeutet).

Weshalb auch nur eine Bügelart auf dem Baufeld zum Binden vorliegt und hierdurch der Sortieraufwand vor Ort maßgebend verringert wird.

Hinzu können die Bügel auch exakter in die „Ecken“ gebunden werden.

8 Abstandshalter und Unterstützungen im Geflecht

Wie im vorherigen Absatz dargestellt, gehören **die Unterstützungen und die Abstandshalter im Geflecht** zu den konstruktiven Elementen. Ihre Bedeutung ist vor allem im Zusammenhang mit der Bestimmung der Maßketten im Geflecht zu nennen. Soweit die richtigen Abstandshalter und Unterstützungen genutzt werden, wird auch das Außenmaß des Geflechts eingehalten, und damit die Betondeckung im oder am Geflecht.

Die Abstandshalter sind nichtmetallische Bauelemente (Bild 8.1), die am oder unter dem Geflecht angebracht oder liegend eingebaut die Betondeckung garantieren, das heißt, den richtigen Abstand vom Geflecht zur Schalung oder zum natürlichen Boden gewährleisten (Bild 8.3).

Die Unterstützungen sind metallische Bauelemente (Bild 8.1), die den Abstand zwischen der unteren (inneren) und der oberen (äußeren) Lage im Bewehrungsgeflecht sichern und damit die Außenmaße des Geflechts oder die Maßketten im Geflecht gewähren (Bild 8.4).

Die Beherrschung der Außenmaße und Maßketten innerhalb des Geflechts ist eine der schwierigsten Aufgaben im Bewehrungsbau, weil Ungenauigkeiten von Sauberkeitsschichten und Schalungen sowie Toleranzen in der Biegeform und im Stahl die Maße des Geflechts maßgebend

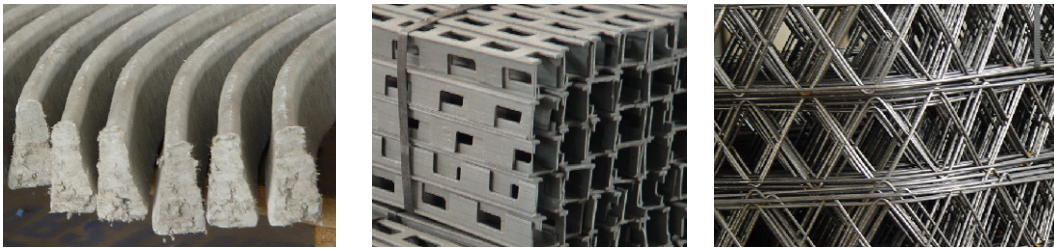


Bild 8.1 Abstandshalter aus Faserbeton (links), aus Kunststoff (mittig) und Unterstützungen aus Draht (rechts)

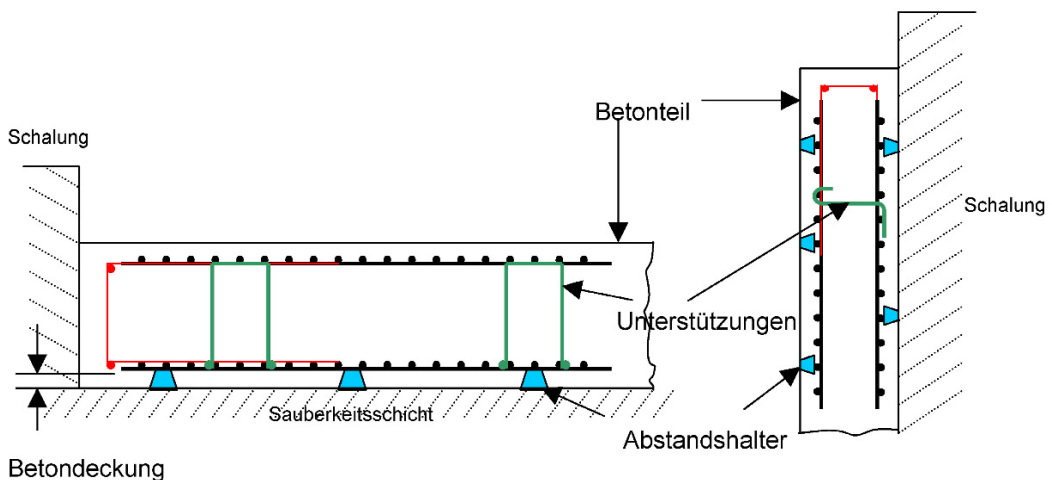


Bild 8.2 Abstandshalter (blau) und Unterstützungen (grün) zur Sicherung der Betondeckung und der Geflechtmaße

beeinflussen. Weiter sind selbst ungenaue Geflechtberechnungen im Plan (Bild 8.4) versteckt, die ausgeglichen werden müssen, um die Betondeckung und die Betonteilabmaße zu garantieren.

Das notwendige Zusammenspiel von Abstandshaltern, Unterstützungen und Stabbiegeformen garantiert die richtige Lage und die richtige Maßkette im Geflecht. Alles ist Grundlage für eine exakte **Passgenauigkeit des Geflechts** in der Schalung. Darüber hinaus garantiert der passgenaue Einbau auch die notwendige innere **Stabilität des Geflechts** während der Betonage (Bild 8.4).

Ihre Lage und ihr Einbau haben Auswirkungen auf **die Lebensdauer des Geflechts**. Inwieweit die Betondeckung eingehalten wird oder nicht wirkt sich in der äußeren Belastbarkeit aus und kann frühzeitig zu Schäden führen (Bild 8.5).

Die Abstandshalter und Unterstützungen haben keine statischen Funktionen im Geflecht. Sie sind einzig für die Maßhaltigkeit, Stabilität und Einhaltung der Betondeckung im Geflecht verantwortlich.



Bild 8.3 Auslegen von Abstandshaltern auf der Sauberkeitsschicht vor Beginn des Bewehrungsaufbaues des Plattengeflechts



Bild 8.4
Unterstützungen im ungenau konstruierten Plattengeflecht



Bild 8.5
Betonabplatzungen durch physische und chemische Umwelteinflüsse mit freiliegendem Stahl

8.1 Die Betondeckungsnormative im Bauteil

Das Geflecht muss Betondeckungsnormative an jeder Stelle nach innen und außen einhalten, um die Lebensdauer des Stahls und damit auch des Betonteils zu garantieren.

Dabei ist vor allem die Betondeckung nach außen wichtig, weil Umwelteinflüsse die Stahlkorrosion beschleunigen und eine ungewünschte Querschnittreduzierung des Stahls bedingen. Aber auch die Betondeckung im Inneren des Geflechts ist für den Stahlbetonverbund wichtig, um Druck und Zugkräfte optimal zu verteilen.

Die Einhaltung der Betondeckung ist für die Lebensdauer des Stahlgeflechtes von großer Bedeutung, genauso wie die Lebensdauer des Stahlgeflechtes wieder auf die Wirkungskräfte des Stahlbetonteiles im Gesamtsystem des Bauteils oder des gesamten Bauobjektes rückwirkt.

Dazu gilt für das Maß der Betondeckung nach außen, dass der Stahl im Stahlbetonverbund durch den Beton so weit umhüllt (geschützt) sein muss, dass seine Korrosion oder Beschädigung durch äußere Einflüsse verhindert wird, während aber auch gilt, dass der Stahl soweit wie möglich an der Oberfläche des Bauteiles liegen muss, um die dort am größten auftretenden Zugkräfte aufnehmen zu können (vgl. dazu auch Kapitel 2). Damit ist ein „**Min-Max-Problem**“ für die äußere Betondeckung erklärt. Insofern soll an die Vorgabe im Absatz 4.2, wonach die Betonteilmaße minus der Betondeckung die Geflechtaußenmaße ergeben, erinnert werden.

Die Abstandshalter zur Einhaltung der Betondeckung sind aus Kunststoff oder aus Faserbeton in unterschiedlichen geometrischen Formen hergestellt (Bild 8.1). Das Maß der Betondeckung basiert vor allem auf vielen Erfahrungswerten des Stahlbetonbaus der Vergangenheit (Bild 8.5).

Für die äußere Betondeckung an den unterschiedlichen Bauobjekten mit unterschiedlichen Umwelteinflüssen gelten die Werte der Bildtabelle 8.6.

Umweltbedingung	Ständiger Wasserangriff	Erdreich mit Wasserangriff	Hohe Luftfeuchte	geringe Luftfeuchte
Betondeckung	6 bis 5 cm	5 bis 4 cm	4 bis 3 cm	3 bis 2 cm
Bauvorhaben/ Bauteil	Kläranlagen/ Stützmauern	Kellerwände/ Bodenplatten	Außenwände Luftseitig	Innenwände Luftseitig
Abstandhalter-Typ	Abstandhalter aus Faserbeton			
			Abstandhalter aus Kunststoff	

Bild 8.6 Betondeckungswerte und entsprechende Abstandshaltertypen oder -qualitäten an den unterschiedlichen Bauteilen in Abhängigkeit von unterschiedlichen Umwelteinflüssen

Für die innere Betondeckung gilt die einfache Regel, dass die Stahlstärke mindestens die Stärke des Stabstahles als Betonumhüllung ausweist. Eine vor allem bei Überlappungen (Stößen) zu beachtende Regel, die leider oft schon von der Konstruktion vernachlässigt wird. Auswege aus dem Dilemma der Betonteilstärken und der einzuplanenden Stahlstärken mit der vorher genannten Umhüllung zeigt meist nur die größere Auslegung des Betonteils (Bauteilabmessung), um ordnungsgemäße Verhältnisse im Stahlbetonverbund zu erreichen.

Ist im Vorgenannten nur zur Betondeckung, also zur Stärke der Umhüllung des Stahls, eine Aussage getroffen worden, so soll jetzt zum Abstand der Abstandshalter auf der Fläche, sowohl horizontal als auch vertikal, eine Aussage getroffen werden. Diese Aussage ist für die Belastbarkeit des Geflechts vor dem Betongang ebenso wie währenddessen wichtig, weil die Ausrichtung des Betonstahls an der Geflechttoberfläche besonders beachtet werden muss. Diese Ausrichtung ist für die Ebenheit der Flächen eines Geflechts wichtig und ein Prinzip der Bewehrung (Absatz 7.4.1).

8.2 Die Abstandsnormative im Geflecht

Die Abstandshalter und Unterstützungen müssen vor allem in horizontalen Platten (Bodenplatte, Decke) gewisse **Abstandsnormative** einhalten, um die Ausrichtung oder Ebenheit des Betonstahls an der Geflechtoberfläche zu garantieren.

Die stabile ebene Lage der Flächen im Geflecht ist eines der wichtigsten Bewehrungsprinzipien (Absatz 7.4.1) und für die Qualität des Geflechts im Betonteil unumgänglich. Bei Nichteinhaltung kann es zu Betonrissen an der Oberfläche kommen, die wiederum Umwelteinflüsse am Betonteil nach innen wirken lassen können.

Die Einhaltung der Abstandsnormative der Abstandshalter und Unterstützungen gewährleistet beim Belasten des Geflechts bis zum Betongang die Lage der Flächenbewehrung (vgl. Bild 8.2).

Vor allem beim Begehen der oberen Lage, vor oder während der Geflechtherstellung und des Betonganges, durch die am Bau technologisch erforderlichen Gewerke, müssen auch halbfertige Bewehrungslagen stabil und maßgenau gebaut sein und den Belastungen standhalten.

Die Abstandshalter und Unterstützungen müssen teilweise einen Punkt- und Flächendruck bis zu 500 kg Last aushalten. Oft sind es Kompressoren, die, auf der oberen Lage abgestellt, die erforderliche Druckluft zum Säubern der Schalung durch Ausblasen erzeugen, oder es sind Materialpositionen, die zur Zwischenlagerung auf der unteren oder oberen Bewehrungslage zum weiteren Verbau abgelegt werden müssen (Bild 8.7 links).

Zum anderen muss das Geflecht beim Betongang das „Durchtreten“ einer oder das Verändern beider Lagen nach unten oder nach innen verhindern, ansonsten ist die ordnungsgemäße Lage des Stahlgeflechts im Betonteil nicht gewährt (Bild 8.7 rechts). Oder anders ausgedrückt, der Stahlbe-

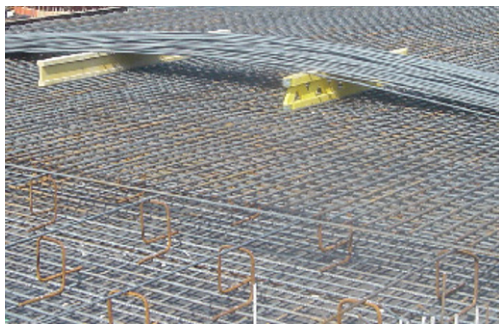


Bild 8.7 Belastung einer Bewehrung noch vor der Fertigstellung und unmittelbar während des Betonierens

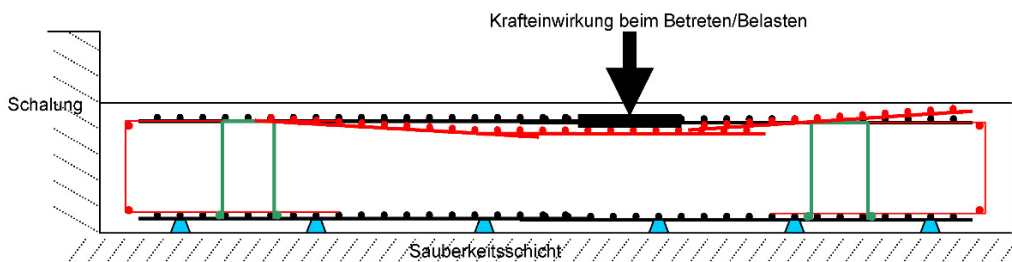


Bild 8.8 Prinzip des „Einknickens und Aufspreizens“ der nicht unterstützten Flächenbewehrung (rot) bei einer Belastung

tonverbund erreicht nicht genau seine Wirkung in der Einheit von Stahlgeflecht und Betonteil. Die Abstandsnormative für Abstandshalter und Unterstützungen unter der Flächenbewehrung entsprechen dem Bild 8.9.

�berwiegende d_s im Geflecht	Linienförmige Abstände e für Abstandshalter/Unterstützungen	Punktförmige Abstände e für Abstandshalter/Unterstützungen
$6 \leq d_s$	e = 40 cm	e = 15 cm
$6 < d_s \leq 10$	e = 60 cm	e = 30 cm
$10 < d_s \leq 14$	e = 80 cm	e = 45 cm
$16 \leq d_s$	e = 100 cm	e = 60 cm

Bild 8.9 Einbauabst nde von Abstandshaltern und Unterstützungen im horizontalen Geflecht

Für die Abstandshalter an vertikalen Geflechten gilt die globale einfache Regel: **4 Stk./m²**. Diese Regel erkennt der Praktiker meist nicht an und reduziert stark. Er sollte aber mit Augenmaß den Einbau mit der Regel verbinden. Übertreibungen werden nicht gerechtfertigt! Die exakte Lage des Geflechtes mit dem Betoneinsch tten und Betonverdichten muss stetig garantiert werden. Der Vorgang „Schalung – Bewehrung – Betonierung“ muss das Betonteil exakt in seinen Maßen erzeugen. Erst dann ist das Bauteil aus dem Material des Stahlbetonverbundes effektiv und hat die Qualitäten, die von ihm erwartet werden, nämlich ein umweltfreundliches, widerstandsfähiges und hoch belastbares Bauteil zu sein.



Bild 8.10 Innere Stahlabst nde („die Stabstärke mindestens als eine Betonumhüllung“) für die Betondeckung

8.3 Die Bestimmung der Maßketten im Geflecht

Die Abstandhalter und die Unterstützungen stellen im Betonteil eine Einheit dar.

Ihren Einbau stellt den Bewehrter (Verleger) nicht selten vor die komplizierte Aufgabe, aus der Notwendigkeit der Maßhaltigkeit und der Stabilität des Geflechtes den Aufbau mit anderen als den im Plan angegebenen Maßen zu erreichen. Leider beachtet die Konstruktion selten oder auch nur ungenau die vorgenannten Aspekte. Sowohl die Maßgenauigkeit als auch die Stabilität sind in ihrer Anwendung vom Bewehrter neu zu durchdenken und somit gegenüber dem Plan teilweise neu zu bestimmen, wenn das Geflecht gelingen soll.

An einem Beispiel gerechnet soll der schnell erkannte Fehler in einer Zeichnung kurz erklärt und die **richtige Maßkette** bestimmt werden. Vielfach ist eine 25-cm-Decke mit der Q524 unten und oben bewehrt mit einem einliegenden Abrissbügel der Biegeform 10 (Bild 15.7), der im Stegmaß von 16 cm angegeben wird, weil er aus der Betondeckung von 3 cm unten und oben leicht bestimmt ist.

Schnell und produktiv kann der Bügel 10 aber nur „einliegend“ eingebaut werden, weil beispielsweise die Schalung oder andere Hindernisse das Aufschieben des Bügels von außen verhindern. So ergibt sich die falsche Höhe des Stegmaßes mit der einfachen Rechnung zu:

$$3 \text{ cm} + (10 \text{ mm} \times 2 \times 0,94) + 16 \text{ cm} + (10 \text{ mm} \times 2 \times 0,94) + 3 \text{ cm} = 25,76 \text{ cm} > 25 \text{ cm},$$

und die Rechnung beim dreifachen Übereinander der Matten (versetzte Stoßstellen) sogar zu:

$$3 \text{ cm} + 3 \times (10 \text{ mm} \times 2 \times 0,94) + 16 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 27,64 \text{ cm} >> 25 \text{ cm}.$$

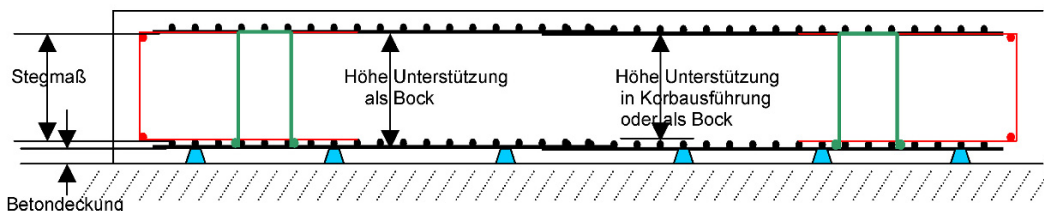


Bild 8.11 Einfache Maßketten an der horizontalen Platte unter Beachtung der Lage der Matten.

(Die Korbausführung der Unterstüztungen sieht der Leser im Bild 8.1 rechts, während die Bockausführung der Unterstüztung (im Bild „grün“) die Biegeform 90 des Bildes 5.7 ist!)

Es kann also das Bügelstegmaß maximal 15 cm im Bereich der normalen Mattenlage sein und ein maximal 13 cm großes Stegmaß im Bereich der Mattenstöße sein (siehe auch Bild 8.10).

Es gibt keinen einheitlichen Berechnungsalgorithmus für alle Bewehrungsmaßketten. Es ist in jedem Geflecht jede Maßkette längs und quer einzeln zu bestimmen, um die Außenmaße des Geflechtes exakt zu bestimmen. Bei der Bestimmung sind das Übereinander und Ineinander der Stäbe und Matten sowie die wahren Maße gegenüber den Nennmaßen unter Beachtung der Faktoren 1,13 (bei Stäben) und 0,94 (bei Matten) besonders zu beachten.

9 Verlängerungen und Fortführungen im Geflecht

In der Praxis wird immer wieder die **Bewehrungsfortführung**, das „Verlängern“ eines Geflechtes, notwendig. Das liegt schon in der Natur der Bewehrung, da sie nicht als Ganzes (als Geflecht), sondern immer in Einzelteilen (in Stahlpositionen) geliefert wird und vor Ort zusammengebaut wird.

Beispiele dafür sind sehr hohe oder über mehrere Etagen durchgehende Stützen oder das Hintereinander mehrerer Stäbe oder Matten in sehr langen und breiten Bodenplatten. Aber auch das Fortführen ganzer Gebäude an einer Wand nach mehreren Jahren.

Es ist demnach sinnvoll, bewehrungstechnische Überlegungen anzustellen, die die unterschiedlichsten Erweiterungen oder Verlängerungen von Betonstahlstäben oder -körben systematisieren und schließlich auch realisieren lassen.

9.1 Die Verlängerungsarten im Geflecht

9.1.1 Überlappte Verlängerung des Betonstahlstabs

9.1.1.1 Überlappung mit voller Überlappungslänge

Die einfachste Verlängerung ist die **Überlappung der Stahlstäbe** oder das **Stoßen von Stäben**.

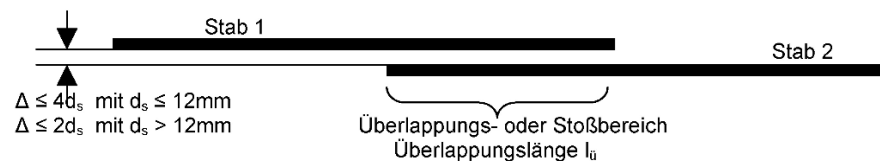


Bild 9.1 Prinzip des Bewehrungsstoßes

Die Überlappungslänge gewährleistet die Kraftübertragung von Stab 1 über den Beton zu Stab 2. Da sie nicht direkt von Stab zu Stab stattfindet, sondern über den Beton übertragen werden – womit die Abstände „ Δ “ (Bild 9.1) zwischen den Stäben mindestens einzuhalten sind – sind die Überlappungslängen von verschiedenen Faktoren abhängig, wie beispielsweise

- von der höheren Betonfestigkeit, die ein kürzeres $l_{\text{Ü}}$ folgen lässt,
- von der größeren Teilung der Stäbe im Geflecht, die ein kleineres $l_{\text{Ü}}$ ermöglicht oder
- von der größeren Menge an Stößen in der Geflechtzone, die größere $l_{\text{Ü}}$ erfordert.

Für die Handhabung in der Praxis gilt die **einfache Überlappungsformel**:

$$10 \times d_s [\text{in mm}] \approx \text{Überlappungslänge } l_{\text{Ü}} [\text{in cm}].$$

Am Beispiel eines 8 mm-Stabes (14 mm-Stab) gilt, dass dieser mindestens 80 cm (140 cm) überlappt oder gestoßen werden muss (Bild 9.2).

Für das Überlappen von Lagermatten gilt prinzipiell das gleiche, hier sind jedoch die Überlappungslängen etwas geringer bemessen, da die verschweißten Querstäbe eine bessere Verankerung und damit Kraftübertragung im Beton ermöglichen.

Diese Methode setzt einen genügend ausreichenden Einbauraum voraus, sowohl längs zum Stab als auch um den Stab herum. Weiterhin müssen im Stoßbereich die Stäbe nicht direkt aneinander liegen, sondern ein Abstand (Betonumhüllung – Absatz 8) bis zu $4d_S$ kann maximal zwischen den Stäben liegen, um die volle Kraftübertragung im Stahlbetonverbund dennoch zu gewährleisten.



Bild 9.2 Bewehrungsstoß in einem Mehrebenengeflecht (dem Brückenfundament)

9.1.1.2 Überlappung mit kurzer Überlappungslänge

Ist die Länge des Bewehrungsstoßes kürzer als die erforderliche Überlappungslänge, gilt also

$$10 \times d_S [\text{mm}] > l_U [\text{cm}],$$

so ist der kürzere Bewehrungsstoß durch einen **tragenden Schweißstoß** möglich. Bei dieser Verbindung wird die Zugkraft vom Stab 1 direkt in den Stab 2 übertragen, ohne Einbeziehung des Betons.

Vorfälle oder Beispiele dazu gibt es bei Sanierungen oder Reparaturen fehlerhafter oder auch zu erweiternder Bewehrungen an Bauobjekten.

Für tragende Schweißstöße gelten gesonderte Regelungen der DIN 4099, die in Abhängigkeit von der Länge des Stoßes die Schweißnahtausführung festlegt. Diese Schweißnähte als Bewehrungsstöße sind nur von geprüften Fachleuten ausführbar.

9.1.2 Stumpfe Verlängerung des Betonstahlstabs

Eine **komplizierte Verlängerung** ist das **stumpfe Stoßen von Stäben**. Es ist dann erforderlich, wenn das Überlappen nicht möglich ist, weil Einbauräume nicht verfügbar sind oder die Erweiterung eines Bauobjektes über die obere Etage oder eine äußere Wand hinausgehen soll und in der ersten Planung bereits vorgedacht wurde.

Dann müssen die Kräfte von Stab zu Stab ohne Einbeziehung des Betons mit einer geeigneten Verbindung weitergeleitet werden. Diese Verbindung ist daher unabhängig von der Betongüte.

Das stumpfe Hintereinanderlegen von Stäben kann mit einer Muffenschraubverbindung oder mit einer Muffensteckverbindung gelöst werden, dem Muffenstahl (Prinzip im Bild 9.3).

Muss bei der Schraubverbindung ein Gewinde auf den Betonstab aufgedreht werden und die Muffe selbst ein analoges enthalten, kann bei der Steckverbindung beides entfallen.

Insofern wird unterschieden in angearbeiteten und nicht angearbeiteten Betonstahl.



Bild 9.3 Stoßprinzip des Muffenstahls

Im Vergleich der Muffenarten (Bild 9.3) gilt, dass die Muffenstärke immer kleiner ist als die doppelte Stabstärke des normalen Bewehrungsstoßes (Bild 9.1).

Es gilt: Die Nennstabstahlstärke $\times 1,7 \approx$ Muffenstärke.

(Dabei gilt für den angearbeiteten Betonstahl die untere Proportionsgrenze)

Das wiederum hat einen wesentlichen Vorteil in der Anwendung, weil die Verschraubung oder das Einstecken in der Muffe einen **kleineren Einbauraum** beansprucht als das allgemeine Stoßen.

Der Muffenstahl erfordert zu seiner kraftschlüssigen Verbindung einen **Momentenschlüssel** vor Ort, um die Muffe mit dem erforderlichen und in der Zulassung vorgeschriebenen Moment (Kraft um die Drehachse!) kraftschlüssig anziehen zu können.

Im Vergleich zum obigen tragenden Schweißstoß ist auch bei der stumpfen Verbindung eine gleiche Schweißartverbindung, nämlich die **Stumpfschweißverbindung**, möglich.

Diese erfordert eine spezielle Ausbildung und Zulassung nach DIN 4099. Dazu ist der Betonstahl nach Bild 9.4 speziell durch Schleifen „anzuspitzen“.

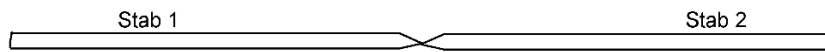


Bild 9.4 Prinzip der Vorbereitung einer Stumpfschweißverbindung zweier Betonstahlstäbe

9.1.2.1 Verlängerung mit Anarbeitung des Betonstahlstabes

Als Schraubverbindung ist das so genannte „Metrische Gewinde“ altbekannt und im Maschinen- und Autobau am weitesten verbreitet. Mit dem Metrischen Gewinde wurde im 19. Jahrhundert eine der entscheidenden Rationalisierungsmaßnahmen in den Europäischen Volkswirtschaften erreicht, indem mit der Schraubenbezeichnung M10 auch das darauf passende Gegenstück, die Mutter, als M10 definiert war, weil das zylindrische Gewinde mit Steigung, Außendurchmesser und Innendurchmesser feststand. Somit konnte in die beliebige „Vorratskiste“ gegriffen werden, um die entsprechende Schraube aus der einen Kiste mit der zugehörigen Mutter aus der anderen Kiste für den Einbau zu ergreifen.

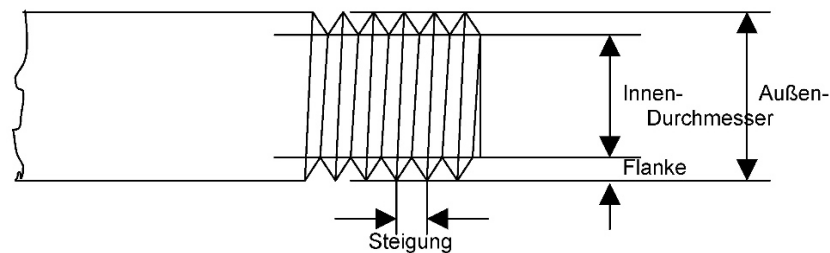


Bild 9.5 Prinzip des „Metrischen Gewindes“ als Grundform eines zylindrischen Gewindes

Analog wurden die **Schraubmuffensysteme** für Betonstabstähle konzipiert und konstruiert.

Es wurden Gewindearten entwickelt, die allerdings die Besonderheit der aufgeworfenen Rippung und des Kerndurchmessers des Betonstahles im Verhältnis „von 1 zu 1,13“ (vgl. Absatz 5.3) zu beachten hatten. Damit musste das Gewinde eine wesentlich höhere Flanke und gleichzeitig eine größere Steigung annehmen als das Metrische Gewinde.

Die Überlegungen führten zu zwei Unterarten der Gewindeaufbringung und Gewindeführung.

9.1.2.1.1 Die zylindrische Schraubverbindung

Im ersten Fall wurde die Gewindeart sowohl auf dem Stab als auch in der Muffe („Mutter“) in zylindrischer Form ausgebildet. Das Prinzip ist einfach im Bild 9.6 rechts dargestellt.

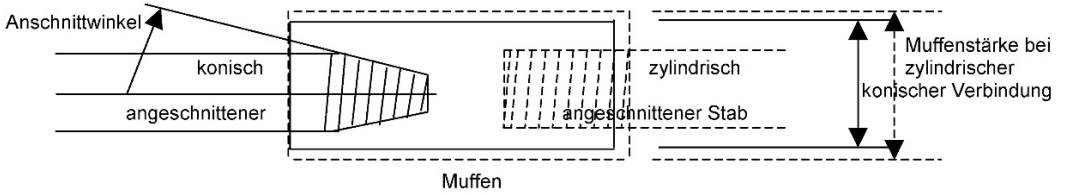


Bild 9.6 Prinzip der zylindrischen (rechts) und konischen (links) Schraubverbindung mit ihren Muffenstärken

Das **Gewindeaufschneiden** auf den Betonstahlstäben wird mit jeweils unterschiedlichen stationären Maschinen („Gewindedrehbänke“) realisiert. Die Muffe ist standardisiert und wird vom Lizenzträger beigestellt.

Um die Zugkräfte entlang der Mittelachse der verschraubten Betonstähle abzutragen, muss die Muffe einen genügend großen Umfang oder eine entsprechende Stärke haben. Dabei **variiert** logischerweise **das Verhältnis von Stabstärke zu Muffenstärke**. Es wirkt das Prinzip „**mehr Masse in der Muffe um den Stab herum nimmt mehr Zugkraft in der Schraubverbindung insgesamt auf**“.

Diese Logik bringt die Überlegung eines Konischen Gewindeaufschnittes (vgl. dazu die Verhältnisse im Bild 9.6, die das Gesagte eindeutig wiedergeben!).

9.1.2.1.2 Die konische Schraubverbindung

Die konische Schraubverbindung wurde geschaffen, um den Vorteil der geringeren Muffenstärke gegenüber der zylindrischen (Bild 9.6) wirken zu lassen. Dabei ist besonders der wiederum geringere Einbauraum entscheidend.

Es gilt: Muffenstärke (zylindrisches Gewinde) > Muffenstärke (konisches Gewinde),

Weiter ist die Winkelausführung des konischen Anschnitts entscheidend, womit ein flacher und damit längerer Anschnitt eine durchaus geringere Muffenstärke zur Folge haben kann. Probeuntersuchungen zur Zulassung entsprechender Gewindearten müssen Vorgenanntes unter Beweis stellen. Es gibt am Markt mehrere Anbieter, die mit unterschiedlichen zertifizierten konischen Gewindeaufschnitten publizieren.

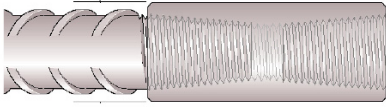
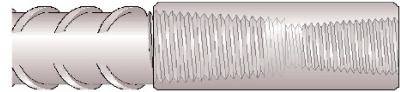
Für beide Arten des Gewindeaufschnittes gibt es die Verbindungen zwischen gleichen und unterschiedlich starken Betonstählen, nämlich die

Standardverbindung: Stärke Eingangsstab = Stärke Ausgangsstab, und die

Reduzierverbindung: Starker Eingangsstab = schwacher Ausgangsstab oder umgekehrt.

Bild 9.7 und 9.8 zeigen beide Schraubverbindungen in konischer Ausführung.

Besonders diese letzte Auslegung hat eine rege Anwendung. So beispielsweise in den oben in den Etagen sich verjüngenden Stützenlängsstäben (Bild 9.9). Oder auch allgemein aus einem schwächeren Geflecht in ein stärkeres oder umgekehrt, wie etwa dem Balkonanbau.

**Bild 9.7** Konische Standardverschraubung**Bild 9.8** Konische Reduzierschraubung**Bild 9.9**

Standardmuffe in einer Schraubverbindung, die die Schutzabdeckung für die nach oben einzudrehenden nächsten Längsstäbe erkennen lässt. Die nachfolgenden Schraubanschlüsse sind für eine Stützenreihe auf die noch offene Bodenplatte erkennbar.

9.1.2.2 Verlängerung ohne Anarbeitung des Betonstahlstabes

Bei der Verbindungsart ohne Anarbeitung gibt es **zwei technische Unterschiede** festzustellen.

9.1.2.2.1 Das Endlosgewinde

Einmal gibt es den nicht angearbeiteten Muffenstahl, in dem die Rippung als das Gewinde fungiert, also der Betonstahl mit dem Endlosgewinde.

Es erlaubt die Verschraubung mit einer Muffe an jeder Stelle des Stabstahles und ist eigentlich der zylindrischen Schraubverbindung zuzuordnen mit der Bedingung, dass eine Konturmutter das Endlosgewinde begrenzen muss. Durch die Universalität und die „Grobheit“ der Rippung des Rundstahles sind die Muffenlänge und die Muffenstärke größer als die vorher genannter Schraubverbindungen.

Diesen relativen Nachteil der Muffengröße, gleicht der Betonstahl mit der Rippung als Verschraubung durch eine Reihe von Vorteilen aus.

Das Prinzip zeigen die Bilder 9.10 und 9.11.

Zu den Vorteilen zählt in diesem System:

Erstens bei Höhenabsätzen, „Versprüngen“ und Ähnlichem, oder beim Aneinanderreihen von mehreren Stabverbindungen – etwa über Etagen oder Bauteilen – ist das Problem des Ausgleichs von Längstoleranzen unproblematisch vor Ort lösbar. Wenn es der Plan nicht zulässt, aber letztlich am Bau immer gegeben ist, dass Toleranzen vorliegen, dann kann mit der einfachen Trennscheibe sofort die exakte Länge gesichert werden, ohne dass im Nachgang ein Gewinde erst aufgeschnitten werden muss.

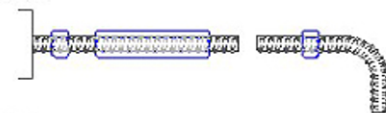


Bild 9.10 Darstellung des Gewindestahles im Einsatz

Standardmuffe:



Sechskantmuffe:



Reduziermuffe:



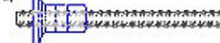
Spannschloss:



Kontaklmuffe:



Endverankerung
mit Ankersstück:



Endverankerung mit Anker-
mutter und Ankerplatte:



Bild 9.11 Prinzipskizzen der Gewindestahlverbindungen

Zweitens garantiert er eine Neigungsmöglichkeit bis zu $3,5^\circ$ nach der Muffe bei voller Belastbarkeit, womit er die Möglichkeit der leichten Kröpfung oder Verjüngung des Geflechts – das „Eindrücken“ in die Schalung oder andere „Tricks“ – ohne vorheriges Biegen ermöglicht; dieser Winkelausgleich direkt an der Muffe verhilft zum Austolerieren von Ungenauigkeit in der Neigung – ein ähnlicher Ausgleich wie der vorhergehende Längenausgleich.

Drittens haben Muffe und Gewindestahl ein relatives Grobgewinde, welches den Vorteil auch der „relativen Grobbehandlung“ auf der Baustelle hat. Es wird kein wesentlicher Schutz für Anschlussstab und Muffe vorausgesetzt, der bei allen anderen Gewindearten doch relativ genau genommen werden muss.

9.1.2.2.2 Die Steckverbindung

Zum Anderen wird der nicht angearbeitete Betonstahl mit einer **universellen Steckmuffe** verbunden, die das stumpfe Aneinanderreihen von Betonstabstäben in völlig unbearbeiteter Form garantiert. Ein Vorteil, der sich mehrfach als Havarielösung auf Baustellen bewährt hat, wenn beispielsweise nach dem Betongang erkannt wird, dass zu kurze Anschlüsse nur vorhanden sind, um die Geflechtfortführung ordnungsgemäß zu gestalten (Überlappungen lt. DIN).

Die schlüssige, zugfeste und stumpfe Verbindung wird durch das Zusammenstecken der beiden Betonstäbe in der Steckmuffe und das anschließende Anziehen der seitlich angebrachten Press-

schrauben bis zum Abscheren erzeugt (Bild 9.12). Die Klemmleisten in der Muffe sind zum festen Einspannen in einem Dreipunktprinzip der beiden Betonstäbe gedacht.

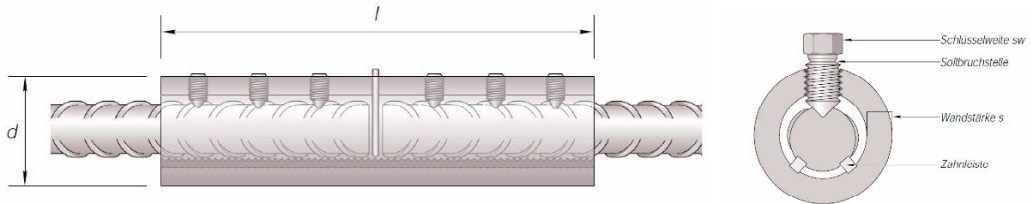


Bild 9.12 Steckmuffe, deren Pressschrauben die schlüssige Verbindung mit dem Abscheren garantiert (Bild 9.13)

Diese Muffe hat logischerweise den stärksten Durchmesser und die größte Länge. Sie braucht deshalb den größten Einbauraum (vgl. alle Bilder). Dazu kommt die Raumgröße für das exakte Anziehen der Schrauben bis zum Abscheren. Das sind nicht unerhebliche **Nachteile**.

Der unbedingte **Vorteil** liegt in der Verwendung ohne jede Vorarbeit und sonstige Stabwahl. Diese Verbindung funktioniert für jeden Betonstahl, der nur mindestens mit der Länge der Muffenhälfte aus dem Betonteil noch „herausschaut“ (ein nicht zu unterschätzender Vorteil im Bauablauf – Bild 9.13).

Die zum Anziehen erforderliche Zange kann jede beliebige Ausführung haben, muss nur die Spannkraft bis zum Abscheren der Pressschrauben aufbringen.



Bild 9.13 Steckmuffe im Einsatz nach dem Abscheren der Schrauben zur Verlängerung einer kurzen Bewehrung

9.2 Die Fortführungsarten von Geflecht zu Geflecht

Die Bewehrungsfortführung von einem Geflecht zu einem anderen Geflecht ist eine weitere technisch eigenständige Disziplin in der Bewehrungstechnik. Sie wird über **ausklappbare Anschlüsse** realisiert und gilt als die einfache Verlängerung von Geflecht zu Geflecht. Sie lässt eine Reihe von unterschiedlichen Anwendungen zu.

So ist beispielsweise das „Durchschalen“ von langen Wandpartien für einen effektiven Bauablauf unerlässlich und ökonomisch immer wieder erforderlich. Womit für den rechtwinkligen Wandanschluss in der „durchgeschalteten“ Wand mit Anschlusselementen Vorsorge getroffen werden muss.

Die Bewehrungsanschlüsselemente sind in einer Kunststoff- oder Blechbox angeordnet, die mit einer Verankerung in das Betonteil mit einbetoniert und nach dem Ausschalen wieder freigelegt wird. Durch das Abschlagen der Boxöffnung können die um 90° abgewinkelten Anschlussstäbe aus der Box heraus gebogen werden, um schließlich als Anfang für weiterführende Bewehrungen zu dienen. Auf der Rückseite haben diese Boxen Verankerungen, die sich im Beton „festhalten“ und den Anschluss sichern. Das Prinzip enthält das Bild 9.14.

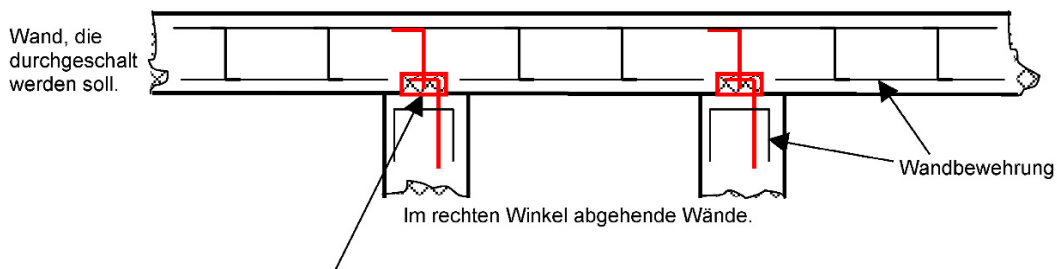


Bild 9.14 Ausklappbarer Bewehrungsanschluss zur Bewehrungsfortführung für rechtwinklig abgehende Wände

Für die ausklappbaren Bewehrungsanschlüsse werden wiederum unterschiedliche Systeme in Abhängigkeit von der Stabstahlstärke, der Anzahl der Anschlussstäbe und damit der Länge der Box am Markt angeboten. Allen ist gemeinsam, dass sich hinter der Ausführungsart und der entsprechenden Bezeichnung ein relativ gleicher Aufbau befindet.

Jedes System der ausklappbaren Anschlüsse hat seinen eigenen Bezeichnungsschlüssel. Ein Beispiel wird im nachfolgenden Bild 9.15 aufgeführt.

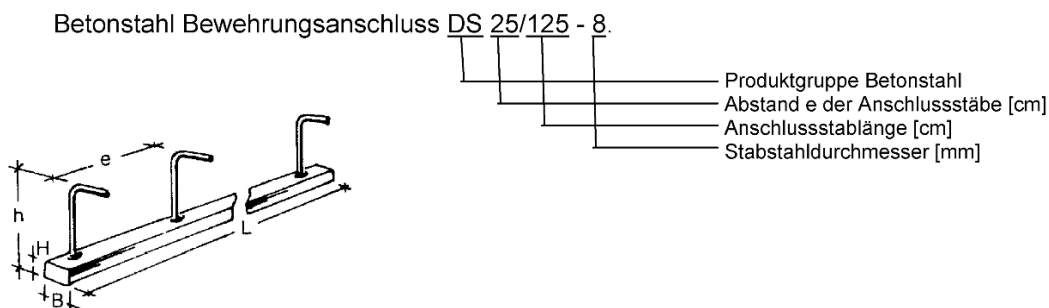


Bild 9.15 Anschlussbox mit Bezeichnung

Die im Bild 9.15 abgebildete Box mit den Verankerungshaken und den einzubetonierenden Kästen „H × B × L“, der nach dem Ausschalen die im Kasten um 90° verbogenen Anschlüsse (im Bild 9.15 nicht erkennbar!) durch Herausbiegen für das nächste Geflecht zum Anschluss freigibt.

Der Krümmungsbereich der in die Box integrierten gebogenen Stabstähle liegt voll im freien Bereich der Box, so dass sie nach dem Betonieren und Ausschalen völlig freiliegen und herausgebogen werden können. Das neue Anschlussgeflecht kann dann genau um 90° zur alten im Beton gegossenen Bewehrung weitergeführt werden.

Beim **Herausbiegen der einzelnen gebogenen Stäbe** ist unbedingt darauf zu achten, dass ein Stab nicht mehrfach an derselben Stelle hin und her gebogen wird (vgl. Absatz 3).

Die ausklappbaren Bewehrungsanschlüsse sind kein vollständiger Ersatz für eigentliche Bewehrungsanschlüsse und dürfen nur als **zugelassene (geprüfte) Produkte** am Markt Verwendung finden.

Sie sollten immer nur dort zum Einsatz kommen, wo das Unterbrechen der Schalung infolge einer Aussparung für die Anschlussbewehrung entweder nicht möglich oder zu kostenintensiv ist.

9.3 Zur Ökonomie der Verlängerungen im Geflechtaufbau

Die Möglichkeit der Herstellung großer Geflechte – mindestens 20 m lange Unterzüge oder 50 × 180 m große Platten in mehreren Etagen – sind schon in sich die Ökonomie selbst wert. Denn nur die Bewehrungstechnik mit dem Herstellen eines räumlichen Geflechts aus vielen einzelnen Stabpositionen gibt uns die Möglichkeit, in einem Vorprozess die Stabpositionen herzustellen und vor Ort in der Schalung das Geflecht schnell und unkompliziert aufzubauen.

Damit kann immer jede beliebige Länge, vorausgesetzt sie ist statisch als Stahlbetonfertigteile möglich, gebaut werden. Als Einschränkung gibt es wiederum den Straßentransport, der mögliche Breiten und Längen in den einzelnen Positionen beschränkt.

Diese Grundökonomie der Bewehrungstechnik soll hier auch deshalb angesprochen werden, weil sie in den meisten Überlegungen der Bautechnik schon keine Rolle mehr spielt oder schon als selbstverständlich betrachtet wird. In ihr kommt die Möglichkeit zum Ausdruck, dass es an den geografisch unterschiedlichsten Bauorten den hoch belastbaren Stahlbetonbau geben kann und komplizierte und stark belastbare Bauwerke entstehen können.

Ihre ökonomische Berechtigung erfahren sie generell dadurch, dass es keine andere Lösung gibt. Dazu ein Beispiel aus dem Tiefbau:

Der Auftraggeber bohrt einen Brückenpfahl mit 28 m Tiefe. Der Stahlkorb muss diese Grundlänge plus 1 m Überstand, also 29 m lang sein. Um die Vorortbedingungen einer Montage – Schräghang – nicht über Gebühr zu strapazieren, wird mit dem Korbhersteller die Fertigung aus einem Stück mit dem anschließenden Transport vereinbart. Es hätten aber auch zwei einzelne Körbe mit jeweils 16 m Länge und 3 m Überlappung geliefert werden können, die vor Ort zusammengesteckt und verschweißt werden müssten. Nur die gegenseitige Aufrechnung der Kosten und Bedingungen löst das Problem.

Ein weiteres Beispiel aus dem Hochbau:

Der Auftraggeber muss Stahlträgerstützen über eine Höhe von 30 m vor Ort bewehrungstechnisch stückweise umhüllen und betonieren. Die Bewehrung besteht aus Längsstäben und Umschließungsbügeln. Die Einbauten sind so eng, dass die Überlappung der Längsstäbe nach jeweils 16 m mit etwa 2 m Querschnittsseitig nicht in den Einbauraum passt. Es müssen Schraubverbindungen mit den schmalsten Muffen in jeweils unterschiedlichen Höhen angeordnet werden. Hier zwingt die Aufbau-Technologie die Ökonomie zu einer aufwändigeren Lösung.

10 Durchstanz- und Schubbewehrung im Geflecht

10.1 Die Durchstanz- und die Schubkräfte in Platten

Im Stahlbetonbau treten neben den Zug- und Druckkräften auch in bestimmten Bereichen Durchstanzkräfte und Schubkräfte auf, je nachdem wie die Kräfte auf das Stahlbetonbauteil wirken oder angreifen. Mit der Durchstanz- und Schubbewehrung wird die Bewehrungstechnik um eine wesentliche Anwendung erweitert. Mit ihren Lösungen kann das „Bündel“ der inneren und äußeren Kräfte im und am Bauobjekt noch universeller abgewehrt werden.

Die **Durchstanzkräfte** treten an Stellen punktförmiger konzentrierter Lastenwirkungen auf, so in Flachdecken oder auch Bodenplatten im Bereich von Stützen. Also überall dort, wo Stützen ihre Kräfte in relativ schmale Platten einleiten.

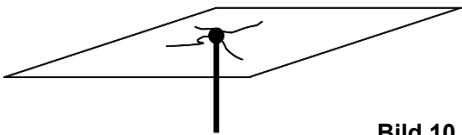


Bild 10.1 Prinzipwirkung einer Stütze auf eine schmale Platte

Das Prinzip zeigt auch ein Stück Papier auf einem Streichholz ruhend, das bei leichter Belastung das Papier bald durchstößt oder „durchstanz“ (Bild 10.1). Das Durchstanzproblem wird im einfachen Modellbau schon im Kindesalter beobachtet, ohne dass es als solches wahrgenommen wird. Trotzdem verstärkt jedes Kind die Papierplatte am „Stützeinlauf“ durch lang auslaufende Papierstreifen in mindestens zwei Richtungen.

Die **Schubkräfte** treten in Bereichen mit schräger Krafteinwirkung auf, so in einem balkenartigen Bauteil unter oder auch in einer Platte, auf denen Gegenstände sich hin und her bewegen.

Das Prinzip des Schubproblems ist am einfachsten auf Platten mit Fahrverkehr nachvollziehbar. So etwa auf einer Brücke oder in einer Lagerhalle, in der Fahrzeuge nicht nur gerade mit gleichem Tempo fahren, sondern kurvend und bremsend. In beiden Fällen werden Massen verlagert, die zur Folge haben, dass schräg eingeleitete Kräfte auf das Bauwerk wirken (Bild 10.2).

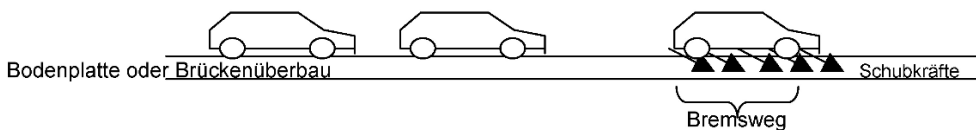


Bild 10.2 Wirkung des Schubes beim Bremsen von Fahrzeugen

Auch werden Schubkräfte bei einer Stütze im Bereich der Verankerung in der Platte erzeugt.

Einfach vorstellbar ist das mit einem Stab, der in eine dickflüssige Masse getaucht und anschließend leicht gekippt wird. Dann ist erkennbar, dass auf der Seite, nach der gekippt wird, ein leichtes „Aufwerfen“ der Masse erscheint und auf der anderen ein „Einbrechen“ der Masse entsteht (Bild 10.3).

Wäre die zähe Flüssigkeit ein Stahlbetonteil, käme es im Betonteil zu Verwerfungen, würde nicht entsprechend gegengehalten, eventuell mit Stahlverstärkungen im Betonteil.

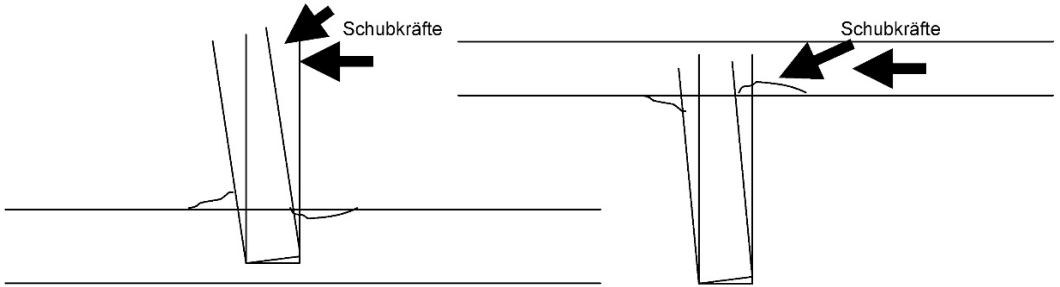


Bild 10.3 Verwerfungen in einer Platte bei seitlicher Verdrückung der Stütze oder der Platte im Umkehrsinn

Ein weiterer Ausgangspunkt von Schubkräften sind Durchbiegungen der Stahlbetonteile selbst, wie etwa bei Unterzügen, die dann seitlich auf Stützen wirken.

10.2 Die Dübelleiste und der Zulagenstab in der Bewehrungslage

Für das Durchstanz- und das Schubproblem gibt es sinnvolle Lösungen, die Folgeschäden weitestgehend ausschließen.

Dazu werden in Kombination die so genannte **Dübelleiste** und/oder der **Zulagenstab** in die obere oder untere Bewehrungslage mit jeweiligem Kontakt zur unteren oder oberen Lage mit eingebaut.

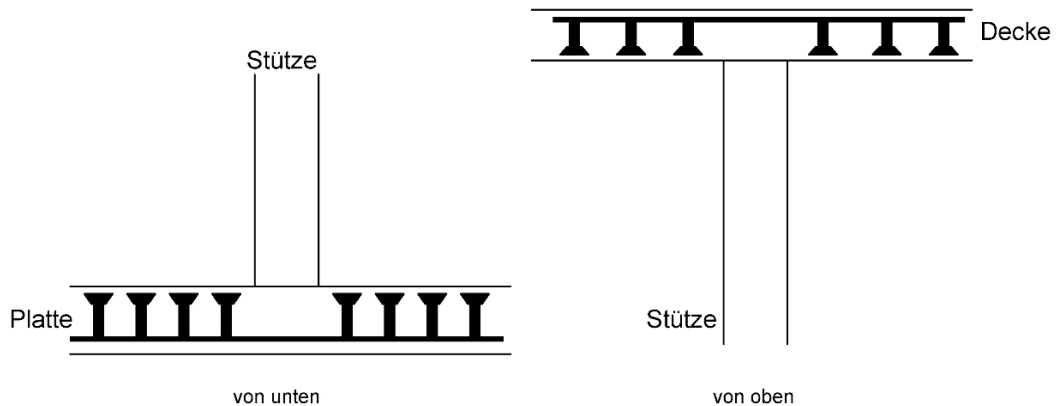


Bild 10.4 Prinzipschema des Einbaus von Dübelleisten und Zulagestäben in Abhängigkeit vom Angriff oder Auftreten des Durchstanz- und/oder Schubproblems in Platten

Das Prinzip der Verstärkung wirkt so, dass die Stabstähle die auf die Platte einwirkenden Zugkräfte aufnehmen, während die nach unten oder oben (zwischen den Bewehrungslagen) eingebauten Dübeln die Resultierende der schrägen Schubkräfte aufnehmen (Bild 10.4).

Dabei gibt es einmal

- die Dübelleiste im Komplex der Dübel plus der Längsstäbe verschweißt und zum anderen
- die Dübelleiste mit einfacher Dübelaufhängung und den gesondert aufgelegten Längsstäben.

Die im ersten Fall dargestellte **Komplexdübelleiste** ist ein Flachstahl (Leiste), auf dem Stabstähle (Dübeln) rechtwinklig in Reihe aufgeschweißt sind (auch andere Konstruktionen sind denkbar), die am Ende (auch an beiden Enden) jeweils einen geschmiedeten konischen Flachkopf enthalten. Je nach Länge und Stärke der Leiste nach Länge und Stärke der Dübel, nimmt dieses System unterschiedliche Kräfte auf und wird unterschiedlich bezeichnet.

Ihre Bezeichnung ist dem Aufbau geschuldet (Bild 10.5).

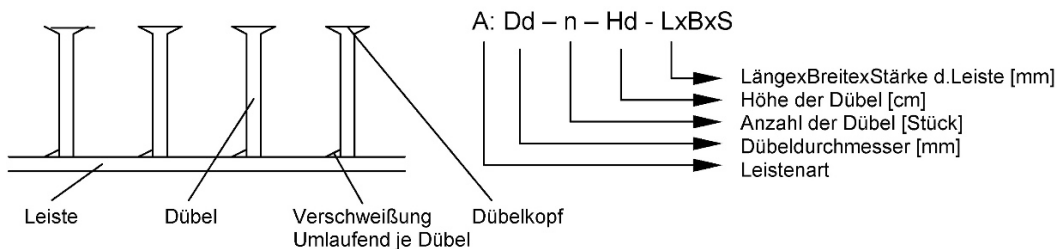


Bild 10.5 Aufbau der Dübelleiste mit Bezeichnungen

Analog den ausklappbaren Bewehrungsanschlüssen (Absatz 9.2) gilt auch hier, dass nur die auf dem Markt zugelassenen Kompaktdübelleisten verwendet werden dürfen.

Der zweite Fall, eine **Kombination aus Dübel und Zulagestäben**, ist in der Baupraxis heute öfter anzutreffen. Offensichtlich sind preisliche und vor allem prüftechnische Gründe dafür gegeben, die deren Einsatz stärker ermöglichen.

Insofern hat das **Platte-Stütze-System im Hochbau** eine Hauptanwendung in der Kombination von einfachen Dübelleisten (Auffädung von Dübeln auf einfachen Blechstreifen mit unter-

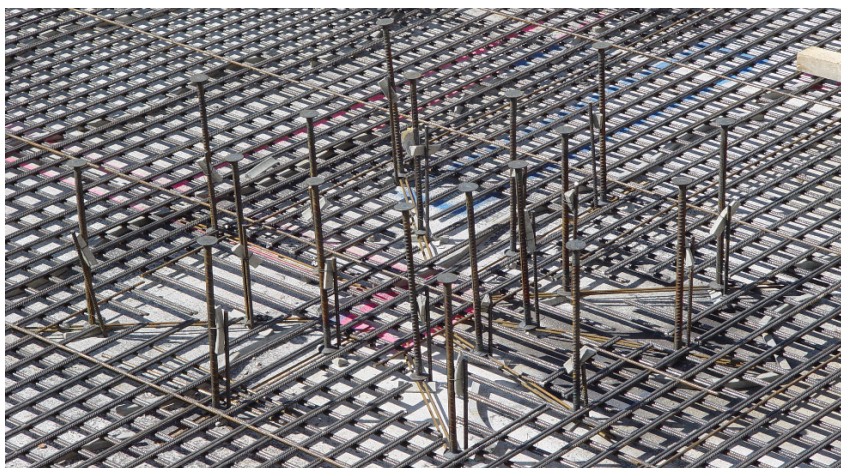


Bild 10.6 Einfache Dübelleisten, von unten in der Bodenplatte sternförmig um die einlaufende Stütze herum eingebaut

schiedlichen Abstandseinstellungen) und Stabzulagen in der unteren oder oberen Bewehrungslage der Boden- oder Deckenplatte.

Da das obige komplexe Dübelleistensystem, meist verstärkt durch Zulagestäbe, in großen Platten ohnehin noch verstärkt werden muss, ist die getrennte Einbindung der Dübel (vertikal) und der Zulagen (horizontal) sinnvoller, um alle vor Ort auftretenden Horizontal- und Vertikalkräfte aufzunehmen und in die Platte einzuleiten. Während die Dübelleisten in einem fixierten Winkelabstand um dieselbe Punktlasteinleitung sternförmig verteilt werden (Bild 10.6), werden die teilweise wesentlich stärkeren Zulagestäbe symmetrisch orthogonal von der Punktlasteinleitung nach außen verteilt eingebunden.

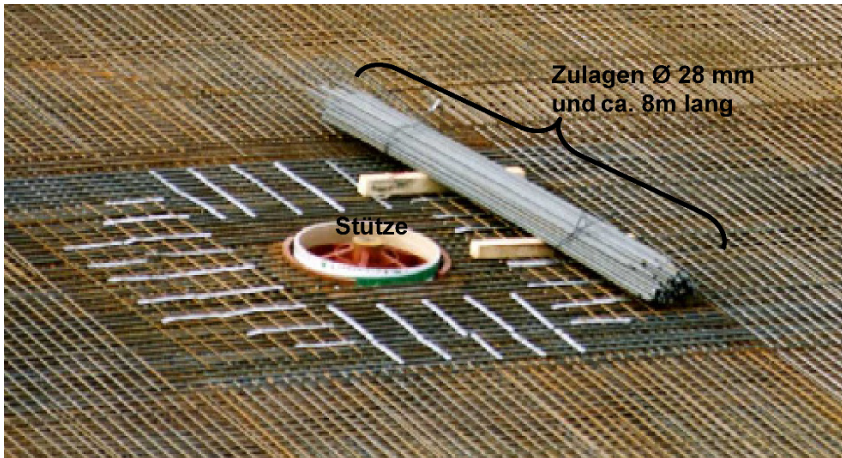


Bild 10.7 Dübelleisten mit schwachen Haltebändern plus stärkeren Zulagestäben an der Stütze einer großen Platte



Bild 10.8 Dübel in einer Filigrandecke, die um die Stütze einbetoniert sind und die noch aufzulegende Zulagen (Differenz (x) zwischen den Dübelköpfen und den Unterstützungskörben) auf der Filigrandecke erahnen lässt.

Die in einer Filigrandecke bereits einbetonierten Dübel mit dem herausragenden Abstand, mit dem der Dübelkopf in die obere Lage eingeht (im Bild mit (x) gekennzeichnet!) zeigt das Bild 10.8.

Das Verhältnis von Länge der Dübelleisten, Anzahl der Dübel und Zulagenstäbe reicht oft in größeren Platten trotzdem nicht aus, um auftretende Zug- und Schubkräfte auch erfolgreich abzutragen, so dass daraus die Notwendigkeit der Kombination mit weiteren gebogenen Zulagestäben von der oberen zur unteren Bewehrungslage (Bild 10.9) oder umgekehrt entsteht.

Das gleiche trifft zu, wenn nur sehr flache Leisten mit anhaftenden Dübeln eingesetzt werden, dann sind zusätzliche Verteilerstäbe in der unteren oder oberen Lage (je nach Wirkung) erforderlich.

10.3 Die Schubkraftbewehrung zwischen unterer und oberer Lage

Für die **Schubkraftabtragung innerhalb von Platten** gelten die Lösungen unter Absatz 7.2.3, die das so genannte „umfassende Einbauen“ von Biegeformen aus der unteren Bewehrungslage in die obere oder umgekehrt nach sich ziehen.

Bei diesen Bewehrungslösungen ist wesentlich, dass das „Umfassen“ der unteren und der oberen Bewehrungsmatte durch die Schubbewehrung erfolgt. Solche Bewehrungsführungen stehen im Widerspruch zum Bewehrungsaufbau „von unten nach oben“ oder „von innen nach außen“, weil der Abstandshalter dem Schubbügel beim Einbau entgegensteht. Kann in einer vertikalen Bewehrung (Wand) dieser Schubbügel noch durch Eindrücken eventuell eingebaut werden, so ist es in der horizontalen Bewehrung (Decke, Bodenplatte) nur noch schwer möglich (vgl. Absatz 7.2.3).



Bild 10.9 Zwei unterschiedliche Elemente für die Schubbewehrung in einer Platte



Bild 10.10 Schubbewehrung in einer Bodenplatte (wie in Bild 10.9 gezeigt)

Die unterschiedlichen Schubböcke „umfassen“ jeweils eine Lage der unteren oder auch der oberen Bewehrungslage. Das Wesentliche dabei ist das Umfassen. Das umfassende Einbauen muss mit den anderen Stahlpositionen des Geflechts harmonieren. Dazu gibt Absatz 7.2.3 genügende Auskunft.

Das umfassende Einbauen der Schubbewehrung zu realisieren ist ein schwieriger Einbauprozess, der meist konstruktiv nicht genügend durchdacht ist. Es gibt dazu auch andere Lösungen, die im Bild 7.30 enthalten sind. Der dortige Vorschlag ist realisierbar und widerspricht nicht der Bewehrungspraxis.



Bild 10.11 Schubbewehrung aus der unteren Lage durch die mittlere in die obere Lage

11 Stabsubstitution und Rissbreitenbeschränkung im Betonteil

11.1 Die Stabsubstitution im Geflecht

Der Ersatz (Substitution) eines Stabstahles durch einen anderen ist auf der Baustelle eine fast tägliche Erfordernis, soll es durch das Fehlen von wenigen Stahlstäben nicht zu Baustillständen kommen.

Nicht nur das Fehlen von Stäben (Positionen) durch falsches Auszählen im Plan oder durch un-exakte Lieferungen ist Ursache für die Suche nach einer Lösung, die einen Stab zu ersetzen sucht, sondern auch optimale Lieferungen und daraufhin auch produktivere Einbauten können mit Substitutionen im Plan den Geflechtaufbau produktiver gestalten und so den Austausch nach sich ziehen.

Diese und analoge Aspekte zwingen Abnehmer und Bauleiter zu schnellem und entschlossenem Handeln, wenn der Baetermin aufgeholt oder verbessert werden soll. Logischerweise dürfen solche Fragen nicht zur Regel werden, die Notwendigkeit muss hier aber angesprochen werden, weil es zur Bewehrungstechnik zählt, schnelle Lösungen bei Fehlern oder Änderungen zu finden, zumal es die Theorie zulässt und die Praxis sie nur richtig handhaben muss.

Grundsätzlich interessiert die Frage:

Ist der in der Zeichnung vorgegebene Stabstahl durch andere auf der Baustelle vorliegende Stabstähle ersetzbar? Wie und in welcher Menge (Umfang) kann der Ausfall kompensiert (substituiert) werden? Wie muss gedacht und gerechnet werden, um den Ersatz zu rechtfertigen und damit auch exakt zu dokumentieren?

Wie ist diese Frage methodisch zu beantworten?

Es gilt immer der Grundsatz: Jeder Ersatz oder jede Substitution eines Betonstabstahles erfolgt über die Beurteilung von Quantität und Qualität. Der Querschnitt des zu ersetzenden Stabes muss mindestens dem Querschnitt des Ersatzstabes gleichgesetzt werden (Quantität) bei gleicher Stahlgüte (Qualität).

Zur Erklärung im Einzelnen ist die statische Erkenntnis (Abs. 4) wesentlich, wonach die Menge der vom Betonteil aufzunehmenden Zugkräfte über die Summe des im Betonteil enthaltenen Betonstahles abzubauen ist. Und zwar wird diese Betrachtung logischerweise am Meterschnitt eines Betonteiles angestellt. Also werden auch alle Stahlteile im geschnittenen Zustand an diesem Schnitt analysiert (betrachtet). Der Schnitt soll immer genau einen Meter lang sein und die Schnittflächensumme des Stahles wird in cm^2/m gemessen, so wie im Bild 11.1 dargestellt.

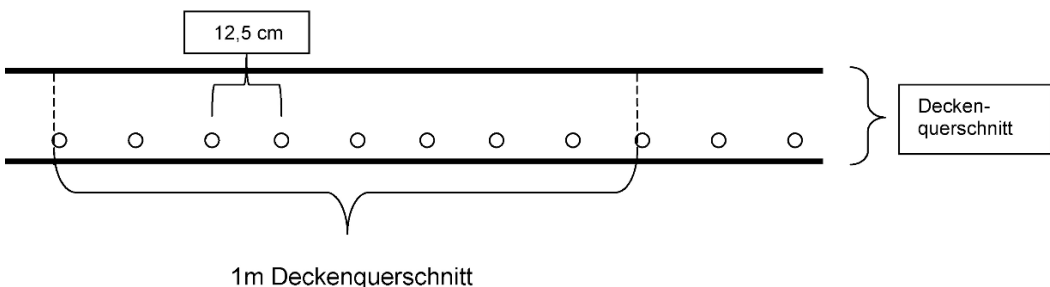


Bild 11.1 Der 1 m-Schnitt im Stahlbetonteil

11.2 Die Stabteilung und der Stabquerschnitt in der Stabsubstitution

Zum weiteren unterscheiden wir jetzt zwischen einer für die Statik **erforderlichen** Schnittfläche und einer für den Ersatz (Substitution) **gewählten** Schnittfläche. Beide Attribute sind Ausdrücke der Statik und bringen die Notwendigkeit inhaltlich auch zum Ausdruck. Weil es für die Substitution keine Gleichung gibt, muss es immer eine günstige Ungleichung geben, die das Erforderliche durch ein größeres Gewähltes einsetzt, also ist immer zu erreichen:

Erforderliche Fläche < Gewählte Fläche.

Die in einem Meterschnitt erforderliche Stahlfläche wird auch als A_S bezeichnet und ist die Flächensumme (cm^2/m) aller Stahlquerschnitte der im Schnitt liegenden (und demzufolge auch geschnittenen) Stäbe (s. Bild 11.1).

Zum besseren Verständnis dieses Sachverhaltes sollen nachfolgende Fallbeispiele beitragen:

Aus der Statik einer Decke macht sich auf der rechten unteren Hälfte eine Zugbelastung **erforderlich**, die einen Stahlquerschnitt von $12,138 \text{ cm}^2/\text{m}$ fordert. Im obigen Bild 11.1 heißt das, dass im Querschnitt von einem Meter Decke mindestens eine Stabstahlquerschnittsmenge von $12,138 \text{ cm}^2/\text{m}$ liegen muss.

Wie kann diese Stabstahlquerschnittsmenge gesichert werden?

Es soll dazu eine Stabstahlverteilung von $12,5 \text{ cm}$ im Deckenabschnitt zugelassen werden.

Dann müssen gerade 8 Stahlstäbe verlegt oder eingebaut werden, weil

$$8 \times 12,5 \text{ cm} = 1 \text{ m.}$$

Also muss 1 Stabdurchmesser mit der Querschnittsfläche von mindestens $1,51725 \text{ cm}^2$ eingebaut werden, weil

$$12,138 \text{ cm}^2/8 = 1,51725 \text{ cm}^2$$

Dieser Einzelquerschnitt wird **gewählt** mit dem Stahlstabdurchmesser 14 mm , weil für die Querschnittsfläche dieses Stabstahles 14 mm gerade gilt

$$A_S = d_S^2 \times \pi/4 = 14^2 \times 3,1415/4 = 153,9335 \text{ mm}^2 = 1,5393 \text{ cm}^2.$$

Der **gewählte** Stabdurchmesser von 14 mm erreicht das **erforderliche** Maß an Stahlquerschnitten von $12,138 \text{ cm}^2/\text{m}$, denn es gilt $12,138 \text{ cm}^2/\text{m} < 12,312 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Wichtig ist zu erkennen, dass bei einer solchen Rechnung immer aus dem Erforderlichen das Gewählte bestimmt werden muss, oder es muss die Ungleichung

Erforderlicher Stahlquerschnitt (A_S) < Gewählter Stahlquerschnitt (A_S')

gewährleistet werden.

Diese Rechnung ist eine Art statische Gewährleistung zum Geflecht (vgl. Absatz 2.3).

Ein anderes Beispiel für einen Mattenstahl könnte so lauten:

Eine Decke braucht auf ihrer linken Hälfte die **erforderliche** Stahlquerschnittssumme von $7,048 \text{ cm}^2/\text{m}$. Es liegen Matten Q524 mit dem $A_{Q524}' = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ und 8-mm -Stäbe mit dem $A_8' = 0,5026 \text{ cm}^2$ auf der Baustelle vor. Es werden die Matten plus Zulagen alle 25 cm ein 8-mm -Stab gewählt, was zu der Rechnung für den gesamten **gewählten** Stahlquerschnitt von

$$A_{Q524}' + 4 \times A_8' = 5,24 + 4 \times 0,5026 = 7,2504 \text{ cm}^2/\text{m}$$

führt und die geforderte Ungleichung

„erforderlich“ < „gewählt“ mit $7,05 < 7,25$

erfüllt. Also ist für die linke Deckenhälfte die erforderliche Stabilität mit dem gewählten Matteneinbau der Q524 plus der Zulage von 8-mm-Stäben alle 25 cm (4 Stk/m) gegeben.

Ein Beispiel für den Ersatz eines nicht mehr vorhandenen Stabes ist Folgendes:

Es fehlen auf einer 350-m²-Decke zur Abnahme 10 Stabstähle mit dem Durchmesser 12 mm und der Teilung 15 cm. Auf der Baustelle hat der Bauleiter für alle Fälle ein Reservelager von Stäben Durchmesser 10 mm sich angelegt. Wie viele der 10-mm-Stäbe sind anstelle der 10 × 12-mm-Stäbe erforderlich?

Erforderlich ist die Querschnittssumme von $100/15 \times 0,12^2 \pi/4 = 7,5388 \text{ cm}^2/\text{m}$ für Stäbe mit Ø 12/15. Gewählt wird der Stabdurchmesser 10 mm mit der Teilung 13 cm (kurz Ø 10/13), also

$$100/13 \times 0,10^2 \pi/4 = 7,8537 \text{ cm}^2/\text{m},$$

weil gilt

$$A_{\text{Ø}12/15} = 7,539 < 7,854 = A_{\text{Ø}10/13}.$$

Es gilt: **Alle Betrachtungen gelten immer nur in einer Belastungsrichtung.**

Für die Gewichte und die Querschnitte von Betonstäben gilt die Tabelle von Absatz 5.4:

Nenndurchmesser	6	7	8	9	10	12	14	16	20	25	28	32	mm
Querschnitt	0,283	0,385	0,503	0,636	0,785	1,131	1,539	2,011	3,142	4,909	6,157	8,042	cm ²
Metergewicht	0,222	0,302	0,395	0,499	0,617	0,888	1,21	1,58	2,47	3,85	4,83	6,31	kg/m

Bei genauer Betrachtung ist der Querschnitt zum Metergewicht proportional und es gilt:

Alle Substitutionsrechnungen können über den Querschnitt oder über das Metergewicht erfolgen, weil der Querschnitt zum Längengewicht proportional ist mit dem Faktor

$$p = 10/7,85 = 1,273885... \approx 1,274.$$

Aus dieser These bieten sich **Substitutionstabellen** in den unterschiedlichsten Formen an, wovon drei im Bild 11.2 aufgezeigt sind.

1. a Substitutionstabelle **Stab -> Stab** (gerechnet)

StabØ	kann ersetzt werden durch									
mm	[cm²]	0.283	0.503	0.785	1.131	1.539	2.011	3.142	4.909	6.157
6	0.283	0.999								
8	0.503	1.776	0.999							
10	0.785	2.775	1.561	1.000						
12	1.131	3.996	2.248	1.441	1.000					
14	1.539	5.439	3.060	1.961	1.361	1.000				
16	2.011	7.104	3.997	2.561	1.778	1.306	1.000			
20	3.142	11.101	6.246	4.002	2.778	2.041	1.562	1.000		
25	4.909	17.345	9.759	6.253	4.340	3.189	2.441	1.562	1.000	
28	6.157	21.757	12.241	7.844	5.444	4.001	3.062	1.960	1.254	1.000

Querschnitt
[cm²]

1. b Substitutionstabelle **Stab -> Stab** (gewählt)

Ein StabØ	kann ersetzt werden durch									
6	1									
8	2	1								
10	3	2	1							
12	4	3	2	1						
14	6	3	2	2	1					
16	7	4	3	2	2	1				
20	11	7	4	3	2	2	1			
25	18	10	6	5	4	3	2	1		
28	22	13	8	6	4	3	2	2	1	
StabØ	6	8	10	12	14	16	20	25	28	

[Stk]

2. Substitutionstabelle **Stab+Abstand -> Matte** (gewählt)

Abstand	[mm]	6	8	10	12	14	16	
[cm]								
5	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21		
6	4.71	8.38	13.09	18.85	25.66	33.51		
7	4.04	7.18	11.22	16.16	21.99	28.72		
8	3.53	6.28	9.82	14.14	19.24	25.13		
9	3.14	5.59	8.73	12.57	17.10	22.34		
10	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11		
11	2.57	4.57	7.14	10.28	13.99	18.28		
12	2.36	4.19	6.54	9.42	12.83	16.76		
13	2.17	3.87	6.04	8.70	11.84	15.47		
14	2.02	3.59	5.61	8.08	11.00	14.36		
15	1.88	3.35	5.24	7.54	10.26	13.40		
16	1.77	3.14	4.91	7.07	9.62	12.57		
17	1.66	2.96	4.62	6.65	9.06	11.83		
18	1.57	2.79	4.36	6.28	8.55	11.17		
19	1.49	2.65	4.13	5.95	8.10	10.58		
20	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05		
21	1.35	2.39	3.74	5.39	7.33	9.57		
22	1.29	2.28	3.57	5.14	7.00	9.14		
23	1.23	2.19	3.41	4.92	6.69	8.74		
24	1.18	2.09	3.27	4.71	6.41	8.38		
25	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04		
26	1.09	1.93	3.02	4.35	5.92	7.73		
27	1.05	1.86	2.91	4.19	5.70	7.45		
28	1.01	1.80	2.80	4.04	5.50	7.18		
29	0.97	1.73	2.71	3.90	5.31	6.93		
30	0.94	1.68	2.62	3.77	5.13	6.70		

Querschnitt
[cm²/m]

Geflechte mit
dem StabØ
oben
und der Teilung
links
können mit
der Lagermatte
Q188
Q257
Q335
Q424
Q524
substituiert
werden!

Bild 11.2 Substitutionstabellen mit unterschiedlichen Inhalten

11.3 Die Rissbreitenbeschränkung und die Stabteilung

Die vorher aufgeworfenen Fragen nach dem notwendigen Ersatz einer Stabmenge durch eine andere in einem Betonteil korreliert mit der Frage nach der Rissbreitenbeschränkung im Betonteil.

Dazu muss bemerkt werden, dass Risse immer in einem Betonteil auftreten. Sie entstehen objektiv durch das „Kriechen“ und „Schwinden“ des Betons, durch sein „Verjüngen“ mit seiner Aushärtung durch austretende (verdunstende) Wasseranteile. Aber sie entstehen auch in Abhängigkeit vom Verhältnis Betonfläche zu Stahlanteil in der Fläche (gemeint ist die Oberfläche des Betons, an der die Spannungen in erster Linie auftreten).

Für den Fachmann kommt es darauf an, diese Risse in der Anzahl pro Flächenteil möglichst gering zu halten und wenn sie schon auftreten, dann ihre Breite möglichst klein zu halten, weil logischerweise die Rissbildung und deren Breite entscheidend für die Lebensdauer des Stahlbetonteils sind. Durch den Riss können die Umwelteinflüsse in das Betonteil eindringen und den Stahl korrodieren lassen sowie auch den Beton weiter zersetzen. Indem der Rost das Geflecht über die Jahre angreift, verjüngt sich der Stahlquerschnitt und die volle Aufnahme der Zugkräfte im Stahlbetonteil wird geschwächt.

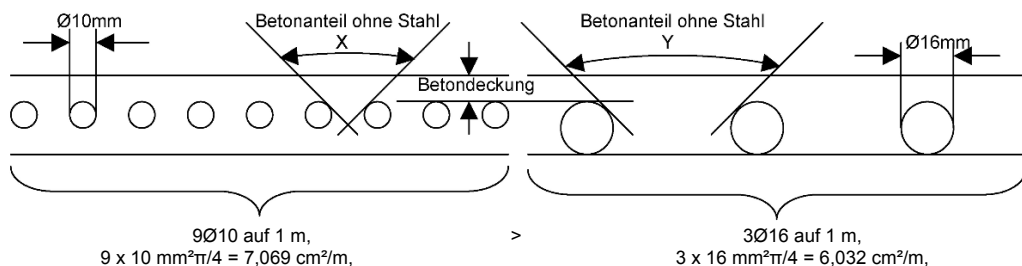
Hier soll lediglich auf die Existenz und Bedeutung der Rissbreitenbeschränkung hingewiesen werden, die besonders im Stabdurchmesser und seiner Teilung im Geflecht zum Ausdruck kommt.

Zum theoretischen Ansatz der Rissbreitenbeschränkung mit Ableitungen von „Beschränkungsformeln“ wird auf weiterführende Literatur wie etwa [13] verwiesen.

Damit ist die obige Substitution der Stahlstäbe mit deren Teilung von besonderer Brisanz. Wenn kleinere Durchmesser durch größere substituiert werden (eine beliebte Praxis der Verlegerei!), wird immer auch die Teilung größer, was ganz bestimmt zu einer im Betonteil ungewollten Ursache für die Rissbildung führt. Zur besonderen Beachtung gilt, dass die Querschnittserhöhung beim Substituieren nur so weit führen darf, dass die Teilung nicht 15 cm überschreitet.

Der Zusammenhang zwischen Stabdurchmesser, Stabteilung und dem Auftreten von Rissen kann einfach am Bild 11.3 beschrieben werden.

Dazu ist genug erkennbar, dass der Betonraum $Y > X$ ist, der beim Einsatz eines größeren Stabdurchmessers entsteht. Der größere Raum Y kann aber beim Auftreten von Zugkräften oder Zugspannungen ohne Stahl die Rissbildung im Beton fördern. Die größeren „Lücken“ zwischen den weiter auseinander liegenden Stabstählen ergeben nicht den Zusammenhalt, den der Stahlbeton-



und weil nach Bild 11.2. gilt, dass drei 10-mm-Stäbe mindestens einen 16-mm-Stab ergeben oder substituieren, kann die Anzahl der ersetzten oder substituierten Stäbe nach der Querschnittsformel „ $d_s^2 \pi/4$ “ bei höherer Stückzahl verringert werden!

Bild 11.3 Ersatz einer Stabserie 9Ø10 durch 3Ø16 auf jeweils 1 m Breite des Betonteils ist nicht zulässig, weil Mindestabstand $Y > 15 \text{ cm}$

verbund zum Abtragen von Spannungen braucht. Es kommt an diesen Stellen zum „Ausbrechen“ oder „Reißen“ des Betons. Der Verbund neigt eher zu „Verletzungen“ an der Oberfläche als er es mit einer dichter gelegten Stabstahlmenge tun würde.

Diese Behauptung wird in der Theorie der Rissbreiten weit ausformuliert und formal induktiv auch bestätigt. Die Deduktion ist wegen der fehlenden Theorieaxiome nicht voll gegeben, wird aber durch die Praxis vielfach bestätigt.

Die einfache Erkenntnis zur Rissbildung im Stahlbetonverbund besagt, dass erstens die Teilung der Stabstähle einen Abstand von etwa 15 cm nicht überschreiten sollte und zweitens bei höheren Ansprüchen die Teilung der Stäbe kleiner als 15 cm sein soll.

Die kleinste Teilung der Stäbe ist immer durch das notwendige Umhüllen des Stahles im Beton, etwa dem zweifachen eines Stabdurchmessers lt. DIN EN 1992-1-1, gegeben.

Beide Thesen stellen Faustformeln für die Vermeidung von Rissbildungen im Stahlbetonverbund dar und dienen auch der begrenzenden Regel zur Substitution von oben.

Die Rissbreitenbeschränkung steht damit rein rechnerisch mit der Stabstahlsubstitution und besonders mit der Stabteilung in einem engen Zusammenhang.

Es gilt immer die Frage: Muss die „15-cm-Grenze“ der **Teilung** der Stabstähle im Beton kleiner gewählt werden oder kann sie so bleiben, um wenige oder möglichst keine Risse zuzulassen?

Logischerweise ist mit größeren Stabdurchmessern und größerer Teilung der Geflechtaufbau immer produktiver, aber die Qualität des Stahlbetonverbundes steigt mit kleineren Durchmessern und Teilungen. Diese These ist natürlich nur im Zusammenhang mit allen Stahllagen im Geflecht zu sehen und kann hier nicht zu einer allgemein verbindlichen These ausformuliert werden.

So gilt im Bild 11.3 immer, dass die 9 Stäbe mit dem \varnothing 10 mm langsamer verlegt sind als die drei Stäbe mit dem \varnothing 16 mm. Wenn das aber für eine Bodenplatte mit 100 t betrachtet wird, ist die Frage nach der richtigen und produktiven Wahl des stärksten Stabes mit der größten noch vertretbaren Teilung wohl einleuchtend genug.

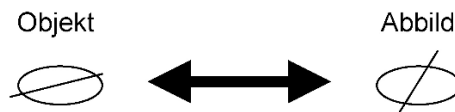
Deshalb muss der Bewehrungsprozess die These beachten: Je größer (kleiner) der Stabdurchmesser und je größer (kleiner) dessen Teilung im Beton ist, umso anfälliger (unanfälliger) ist der Stahlbetonverbund für seine Rissbildung.

12 Bewehrungszeichnung und Bemaßung im Geflecht

12.1 Die eindeutige Darstellung eines Objekts

Soll ein Objekt oder ein beliebiger Gegenstand gebaut werden, so muss er für jeden „Bauenden“ umkehrbar eindeutig in einem Abbild oder in einer Zeichnung dargestellt sein. Außerdem braucht jedes Objekt nach seiner Fertigstellung eine Dokumentation (Zeichnung) für die Nachwelt.

Mit anderen Worten: Der „Betrachter“ muss einmal vom Abbild ausgehend eine eindeutige Zuordnung jedes Details des Abbildes im Objekt vorfinden und zum anderen auch umgekehrt vom Objekt ausgehend jedes Detail des Objekts eindeutig im Abbild vorfinden. Symbolisch heißt das:



Der Begriff „**umkehrbar eindeutig**“ heißt auch „**eindeutig**“ und das entsprechende Abbild des Objekts heißt auch „**eindeutiges Abbild des Objekts**“.

Die Eineindeutigkeit ist eine Art Unverwechselbarkeit des abgebildeten Gegenstandes.

Es gilt: **Ein gedanklich gezeichnetes eindeutiges Abbild eines Bauobjekts ist ein Bauplan, der zur Herstellung (Baugrundlage und Baudokumentation) des Bauobjektes gilt.**

Der Vorgang der eindeutigen Abbildung eines Objektes in einer Zeichnung heißt **Konstruktion**. Die Konstruktion muss in der Zeichnung das Verständnis des Zeichnungslesers erreichen und zur Deutung und eindeutigen Herstellung des Objektes führen.

12.1.1 Die Normalprojektion in der Zeichnungsebene

Die eindeutige Abbildung des Objekts im Äußeren ist in maximal drei um jeweils 90° (orthogonal) gedrehte Ansichten immer möglich und heißt **Normalprojektion**.

Es gilt: **Die eindeutige Abbildung des Objekts im Äußeren wie im Inneren ist mit der Normalprojektion und weiteren Längs- und Querschnitten vollständig gegeben. Wie viele Ansichten und Schnitte zur vollständig Darstellung notwendig sind, hängt von der Kompliziertheit des Objekts ab und von der Vermittlungskunst des Konstrukteurs.**

Das Kriterium für eine gute Konstruktion ist das richtige Verständnis und schnelle und gedankliche Umsetzen der Zeichnung durch den Zeichnungsleser. Die schnelle und richtige Interpretation der Zeichnung durch den Bauenden in der Herstellung des Objekts ist der Ausdruck der Qualität der Zeichnung. Sie kommt in der Produktivität der Herstellung des abgebildeten Objekts zum Ausdruck.

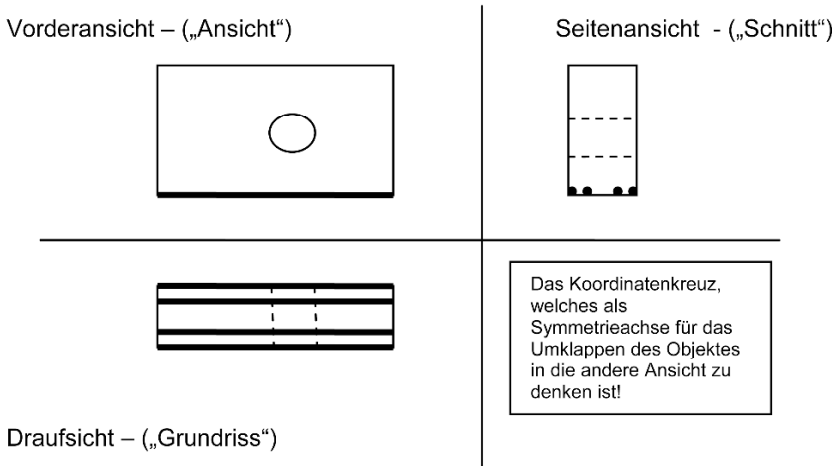


Bild 12.1 Normalprojektion eines Objektes in drei Ansichten

12.1.2 Die Perspektivprojektion in der Zeichnungsebene

Um ein Objekt in der Ebene eineindeutig darzustellen, kann auch die perspektivische Darstellung angewendet werden. Dabei wird nicht jede Ansicht genau im 90°-Winkel betrachtet, sondern aus einem beliebigen von 90° abweichenden Blickwinkel das Objekt gesehen.

Es gilt: **Ein eineindeutiges Abbild eines Geflechts ist in einer Perspektivprojektion möglich.**

Die Perspektivdarstellung eines Geflechts zeigt alle vorkommenden Stahlpositionen in einer Darstellung und ist die kompakteste Form der Abbildung eines Geflechts (Bild 12.2).

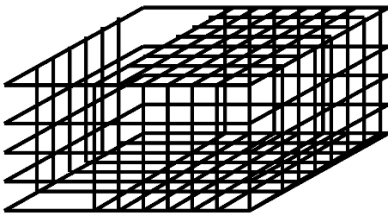


Bild 12.2 Perspektivprojektion eines Geflechts

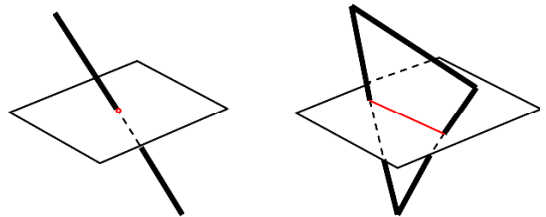


Bild 12.3 Prinzip der darstellenden Geometrie an zwei Beispielen

Die Perspektivdarstellung ist eine Methode der Darstellenden Geometrie, die in der zweidimensionalen Zeichnungsebene die räumliche Darstellung beschreibt und terminologisch analysiert.

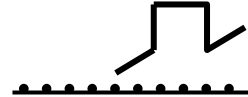
So ist das Erkennen des Durchdringens (rot im Bild 12.3) von Linien durch Ebenen oder von Ebenen durch Ebenen für die konstruktive Gedankenführung beim Zeichnen und Erkennen sehr wichtig.

Die Perspektivdarstellung lässt das Objekt besser analysieren als in drei Ansichten, macht es unter Umständen aber auch unübersichtlicher. Nur das geschulte Auge im Zusammenhang mit der Auswertungsfähigkeit des Gehirns lässt das Objekt in der Perspektivdarstellung erkennen.

12.3 Die Darstellung und Bemaßung des Geflechts

Die bildhafte Darstellung eines Geflechts fordert die nachfolgenden Festlegungen:

1. Der gerade Stabstahl wird als „Strich“ in der Ebene gezeichnet:
2. Der geschnittene Stabstahl (gerader Stab in der Seitenansicht) wird als Punkt gezeichnet:
3. Die gebogenen Stabstähle werden in den Biegeformen des Bildes 5.7 gezeichnet.
4. Die räumlich gebogenen Stabstähle werden in Perspektive gezeichnet:
5. Die ebenen Matten werden in einer Seitenansicht gezeichnet:

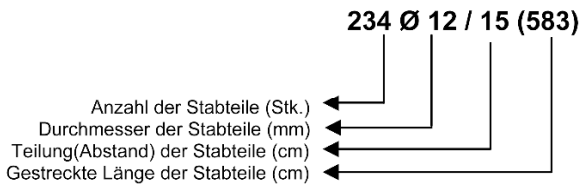


Die eindeutige Darstellung der Bewehrung macht zwei Aspekte notwendig:

Erstens wird das Geflecht mindestens in zwei Ansichten, dem Grundriss oder einer anderen Ansicht und mindestens einem Schnitt (oder auch mehrere bei höherer innerer Kompliziertheit) abgebildet.

Zweitens werden die Einzelteile (die Stabpositionen) in den Ansichten eingezeichnet und unmittelbar daneben in den Biegeformen mit der Positionsbezeichnung unmaßstäblich wiedergegeben

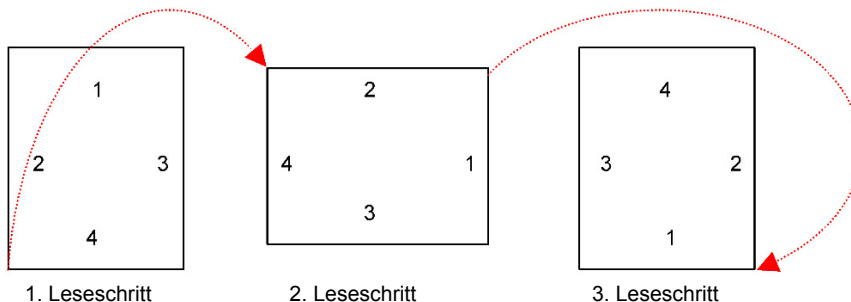
Die Bemaßung und Interpretation der Stahlposition im Geflecht gilt wie folgt:

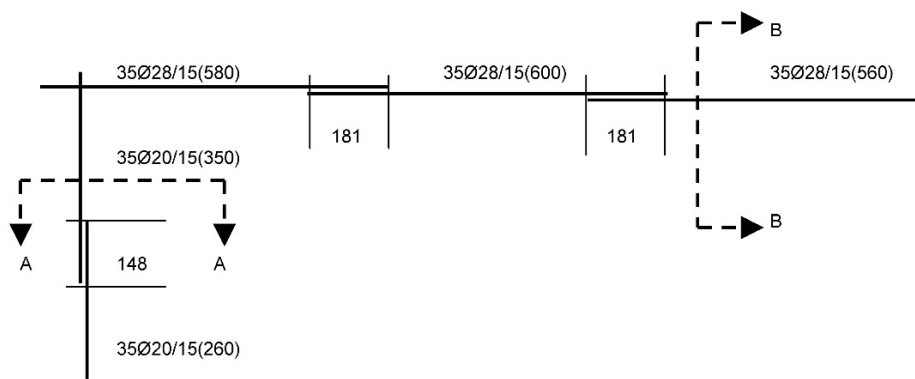


Das Anfertigen und Lesen von Bewehrungszeichnungen erfordert weitere Kenntnisse:

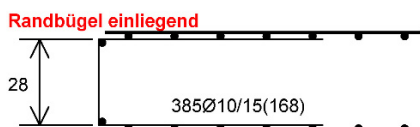
1. Die Biegeformdarstellungen geben meist die Information für die dritte Ansicht.
 2. Zwei Ansichten und die Biegeformen sichern die Eineindeutigkeit der Darstellung des Geflechts.
 3. Für die Ansichten und die Biegeformen gelten einfache Prinzipien der Skizzierung.
 4. Jede Stahlposition wird nur einmal als Position aufgeführt.
 5. Die Maßketten (Außenmaße) des Geflechts müssen eindeutig berechenbar sein.
- (siehe dazu Bild 12.4)

Die Darstellung und Beschriftung einer Zeichnung erfolgt immer im Uhrzeigersinn.

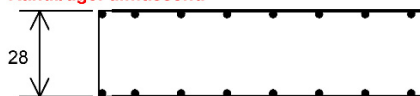




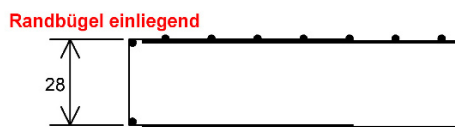
Schnitt A-A :



Randbügel umfassend



Schnitt B-B :



Randbügel umfassend



(Der Schnitt wird meist in der Zeichnung nicht eindeutig vorgegeben - als einliegender oder umfassender Randbügel -, womit die Höhenberechnung ungenau wird!)

Aus der vorgenannten Zeichnung ergibt sich das Längen- und Breitenmaß des Geflechts wie folgt:

$$\text{Länge: } 580 + 600 + 560 - 2 \times 181 = 1378\text{cm} = 13,78\text{m}$$

$$\text{Breite: } 350 + 260 - 148 = 462\text{cm} = 4,62\text{m}$$

Aus der vorgenannten Zeichnung ergibt sich das Höhenmaß des Geflechts nur in Abhängigkeit vom Einbau des Randbügels 10 wie folgt:

bei einliegendem Randbügel:

$$\text{Schnitt A-A: } (20\text{mm} + 28\text{mm}) \times 1,13 \times 2 + 280\text{mm} = 388\text{mm} = 39\text{cm}$$

$$\text{Schnitt B-B: } 20\text{mm} \times 1,13 \times 2 + 280\text{mm} = 306\text{mm} = 30\text{cm}$$

und bei umfassendem Randbügel

$$\text{Schnitt A-A: } 28\text{mm} \times 1,13 \times 2 + 280\text{mm} = 321\text{mm} = 32\text{cm}$$

$$\text{Schnitt B-B: } 280\text{mm} = 28\text{cm}$$

Bild 12.4 Darstellung einer Geflechtplatte mit Berechnung der Außenmaße des Geflechts

12.4 Zur Ökonomie des Zeichnens

Die gedanklichen Vorstellungen des Konstrukteurs zu den Ansichten und Schnitten eines Objekts enthalten die Wesensmerkmale für den Herstellungsprozess des Objekts. Ob er ein Auto, eine Maschine, ein Haus oder ein Geflecht konstruiert, er muss sich im Klaren darüber sein, ob die Scharnierschraube zur Türaufhängung am Auto auch bei Zusammenbau und Reparatur mit dem Werkzeug erreichbar ist, ob die Spindel zum Verstellen eines Supports vom Bediener aus erreichbar ist, ob der Bügel an der gezeichneten Stelle ins Geflecht auch einschiebbar ist usw.

Die Konstruktion eines Objekts ist immer auch Herstellungstechnologie des Objektes. Mit der Konstruktion wird die Technologie der Herstellung produktiv oder unproduktiv beeinflusst. Es werden in einem großen Unternehmen zwar immer Konstruktion und Technologie – sie wird öfters auch Planung genannt – nebeneinander existieren, aber mit der Konstruktion muss die Technologie (Planung) sich einverstanden erklären, ansonsten gibt es keine Freigabe der konstruktiven Ideen.

Es gilt: **Die Konstruktion legt das „Was“ und das „Wie“ am Objekt fest!**

Der Konstrukteur sollte sich beim Zeichnen/Konstruieren immer bewusst sein, dass er nicht nur die Darstellung des Geflechts erzeugt, sondern mit ihr auch grundlegenden Einfluss nimmt auf die Einfachheit (produktive ...) oder Kompliziertheit (unproduktive Herstellung) des Geflechts.

Wenn Zeichnungen analysiert werden, dann gilt eigenartigerweise: je mehr Stahlmenge das Geflecht in der Zeichnung verkörpert, umso weniger enthält das Geflecht in der Zeichnung Stahlpositionen pro Tonne Stahl. Werden hingegen weniger schwere Geflechte gezeichnet, enthalten diese relativ mehr Positionen.

Das kann an tausenden Beispielen von Zeichnungen gezeigt werden, wonach z. B. eine 800 t schwere Bodenplatte mit vielen Sprüngen und Unterfahrlen nicht mehr als 1600 Positionen enthält (2 Pos./t), während eine 200 kg schwere Treppe etwa 30 Positionen enthält (150 Pos./t). Oder eine Ortbetondecke mit zwei Versätzen mit etwa 100 t maximal 300 Positionen enthält (3 Pos./t), während eine kleine Fertigteildecke mit 2 t aber mindestens 20 Positionen enthält (10 Pos./t). So kann das im Bild 7.39 wiedergegebene Wandgeflecht mit 22 Positionen, 261 Einzelteilen und 415 kg Gewicht auch anstelle dessen nur mit einem Matteneinsatz von 11 Biegeformen im mittleren Bereich gebaut werden.

Ein sowohl für die Zeichnungsherstellung als auch die Geflechtherstellung ungewöhnlicher und unproduktiver Zusammenhang. Woran liegt dieser ungewöhnliche Zusammenhang?

Diejenigen Geflechte, die sehr umfangreich sind, werden vom Konstrukteur mit einer Skizze („grober Plan“) vorgedacht, will er die Logik der Statik richtig im Geflecht unterbringen. Dabei muss er mit der Komplexität des Geflechts so umgehen, dass die einzelnen Stahlpositionen so groß wie möglich gewählt und ausgelegt werden, wenn er das Geflecht im Ergebnis schnell und produktiv auf dem Papier darstellen will. Offensichtlich anders verhält es sich bei kleinen Geflechten, die ohne Skizze einfach „hintereinander weg“ gezeichnet werden, ohne dass der Zeichner die Problematik des Vielfachen bemerkt. Genau darin liegt der Fehler.

Eine Zeichnung, die übersichtlich ist, schnell vom Betrachter zu erfassen ist, kann auch schnell und produktiv umgesetzt werden. Und die Zeichnung selbst ist schneller und produktiver erstellt. Jeder Konstrukteur muss dazu, bevor er nur einen Strich auf das Papier oder den Bildschirm bringt, über eine **Skizze** das Geflecht letztlich in der Vorstellung durchdenken. Mit dem skizzenhaften Durchdenken und einer Plandiskussion mit Fachleuten werden einfachste und produktive Lösungen geschaffen.

Es gilt die These: Je weniger Stahlpositionen ein Geflecht verkörpert, umso schneller und produktiver ist sowohl die Herstellung der Zeichnung als auch die Herstellung des Geflechts.

13 Zeit- und Kapazitätsplanung der Geflechtfertigung

13.1 Die Abhängigkeit der Aufbauzeit von Geflechtparametern

Die Frage nach der Aufbauzeit $f(x)$ eines Geflechts ist sehr komplex und abhängig von unterschiedlichen Parametern, Einflussfaktoren oder Schwierigkeitsgraden wie etwa

- A: den äußeren Einflussfaktoren der Geflechtkonstruktion wie die Kubatur, die Geometrie, die Abmaße des Bauteils ...
- B: den inneren Einflussfaktoren der Geflechtkonstruktion wie dem Stabdurchmesser, der Positionsanzahl, der Positionsvielfalt ...
- C: den äußeren Einflussfaktoren der Geflechtaufbauleistung wie der Witterung, der Baustellenorganisation, der Kranverfügbarkeit ...
- D: den inneren Einflussfaktoren der Geflechtaufbauleistung wie der Teamarbeit, der Qualifikation der Mitarbeiter, der Anzahl der Mitarbeiter ...

Diese Faktoren sind innere und äußere Einflussfaktoren der Aufbauzeit eines Geflechts und beeinflussen wesentlich die Produktivität und Effektivität der Teamleistung mehr oder weniger.

Sie machen nur in ihrer Komplexität die Unterschiede in der Geschwindigkeit, der Produktivität, der Herstellung eines Geflechts aus.

Sie sollen aber auch im Einzelnen nachfolgend untersucht werden, um ihre Wirkung aufzuzeigen.

Dabei ist die Quantifizierung aller vorgenannten Einflussfaktoren nur schwer möglich und nicht eindeutig einer funktionalen Abhängigkeit $f(x)$ zuzuordnen. In der Einflussgruppe B kann das mit Einschränkungen aber erfolgen und soll im Folgenden untersucht werden.

13.1.1 Aufbauzeit und der Stabstahldurchmesser

Wird die Aufbauzeit nur in Abhängigkeit von den Stabstahldurchmessern betrachtet, so gilt eine indirekte Proportionalität zwischen Aufbauzeit und Stahldurchmesser, die so genannte hyperbolische Korrelation.

Es gilt: **Je kleiner (oder stärker) die Stabdurchmesser s im Geflecht vertreten sind, umso höher (oder niedriger) ist die Geflechtaufbauzeit (Bild 13.1).**

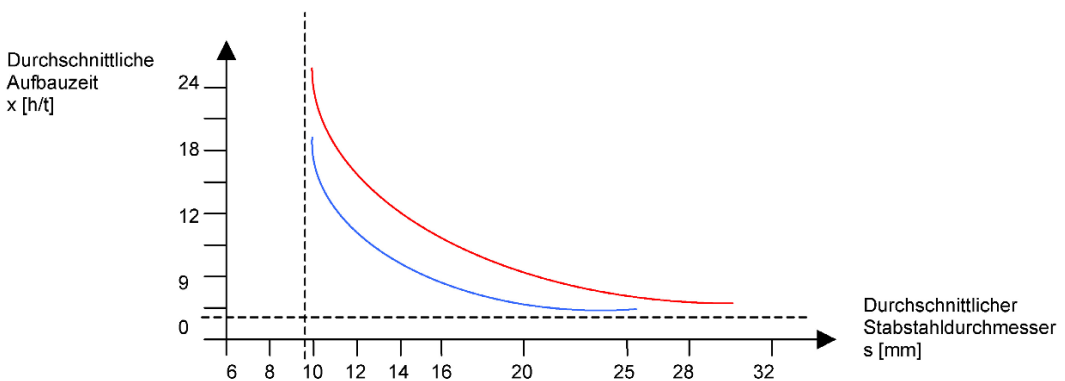


Bild 13.1 Abhängigkeit der Geflechtaufbauzeit vom Stabstahldurchmesser

Dieser hyperbolische Zusammenhang kann grafisch im Bild 13.1 erklärt werden oder in der nachfolgenden Diskussion:

Werden alle Bauwerke oder Geflechte gedanklich betrachtet, so gibt es kein Geflecht, deren **Stabdurchmesser** im Mittel unter 10 mm liegen. (Selbst ein Ringanker, als das wohl schwächste Geflecht, muss mit Bügeln aus 6-mm-Stäben und den Längsstäben aus 12 mm mindestens gebaut werden, um seine statischen Erfordernisse zu gewährleisten.) Womit der Mittelwert aller Stäbe eines Geflechts die untere Grenze (Asymptote) von 10 mm nicht unterschreitet.

Betrachten wir hingegen die Aufbauzeit eines Geflechts genauer, dann gibt es wiederum keine Einbau- oder **Aufbauzeit** mit kleiner als etwa 3 h/t. Es gibt keine „Nullzeitlaufzeit“ für einen Prozess. Es werden immer mindestens Anlauf- und Abräumzeiten (Leistungsverharrungsfaktoren) erforderlich, die nicht unterschritten werden können. Genauso kann man die Geschicklichkeit oder Effektivität (auch mit Maschinen) nicht unbegrenzt maximieren und damit die Einbauzeit unbegrenzt minimieren. Also gibt es eine Grenze der Geflechtaufbauzeit nach unten.

Es können nur die Asymptotenwerte verändert werden, nicht aber der Inhalt der These und die Existenz der Asymptoten (Grenzwerte).

Im Vorhergehenden wurde die Einbauzeit $f(x)$ nur von der Einfachheit des Stabstahldurchmessers s abhängig betrachtet, ohne seine Vielfalt im Geflecht zu sehen. Jetzt soll die Einbauzeit $f(x)$ von der Mengenvielfalt oder Anzahl m_s des Stabdurchmessers s im Geflecht betrachtet werden.

Um diese Abhängigkeit an einer analogen Kurve zu analysieren, wird eine weitere Größe eingeführt, nämlich der **durchschnittliche Stabstahldurchmesser im Stahlgeflecht, kurz „ D_s “**, der als mengenmäßig **gewogener Mittelwert aller Stabdurchmesser** im Geflecht bestimmt wird.

Die Größe D_s kann aus der **Stahlliste** gewonnen werden (Bild 13.2).

Wenn dieser vorliegende Stabdurchmessermittelwert als Repräsentant des Geflechts gilt, dann gilt die Aufbauzeit des Geflechts ist abhängig vom Stabdurchmessermittelwert des Geflechts.

Insofern kann die Anzahl oder Vielfalt der Stabdurchmesser m_s auch als **Häufigkeit** betrachtet werden und die Menge als **Häufigkeitsverteilungen der Stabdurchmesser im Geflecht**. Diese Häufigkeitsverteilung ist genauso wie D_s ein Repräsentant für das Geflecht (Bild 13.3).

Werden die Häufigkeitsmengen auf der Ordinatenachse relativ ausgewiesen (eventuell als Anteil von 100), so ist der Kurvenverlauf die Häufigkeitsverteilung der Anteile der Stäbe s im Geflecht. Unter der Kurve ist die Lage des durchschnittlichen Stabdurchmessers D_s auf der Abszisse genau dort, wo die Fläche unter der Kurve (Integral) sich in zwei gleiche 50 %-Hälften teilt (Bild 13.3).

Es gilt: Je mehr kleine (große) Stabdurchmesser d_s im Geflecht vertreten sind, umso höher (geringer) ist die Aufbauzeit $f(x)$ des Geflechts.

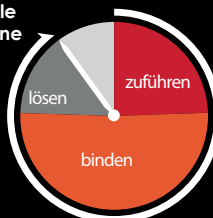
MAX

TVINTIER

Die Revolution der Bindetechnik

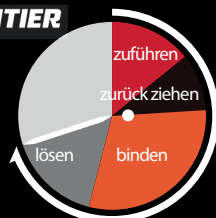
- **30 % schneller**, nur 0,7 Sek.
- **50 % festere** Bindung
- **50 % kürzere** Knoten
- Bis 265 Bindungen pro Rolle
- einfachste Bedienung
- schont Rücken und Handgelenk

konventionelle
Bindemaschine



1.1 sec.

TVINTIER



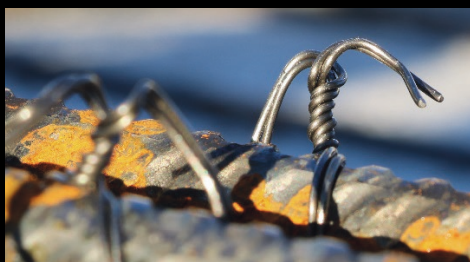
0.7 sec.

Doppeldrahtführung

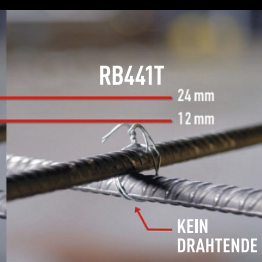
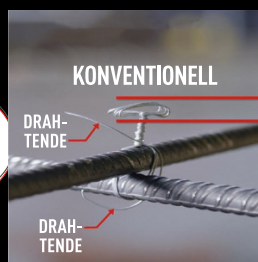
halbe Zeit für Drahtzuführung

Binden braucht weniger Zeit

Bindezeit nur halb solange



1 Wicklung
Doppeldraht
1,0 mm



RB441T

24 mm

12 mm



20-44mm

RB441T



32-61mm

RB611T

Einsetzbarer Bindedraht:

blanker Draht, verzinkter Draht, kunststoffummantelter Draht, Edelstahl Draht

Kontaktieren Sie uns für Ihren **KOSTENLOSEN TEST**

MAX EUROPE BV

Niederlande/ Tel: +49-(0)541-9625-9011/ Fax: +31-(0)36-536-3985/ www.max-europe.com/ E-Mail: office@max-europe.com

Position	Positions- durchmesser	Positions- stückzahl	Positions- länge	Gesamt- länge	Meter- gewicht	Positions- gewicht
i	d [mm]	m [Stk]	l [m]	l × m [m]	g [kg/m]	l × m × g [kg]
1	8	12	1,2	14,4	0,395	5,69
2	8	5	2,3	11,5	0,395	4,54
3	10	4	1,5	6,0	0,617	3,70
4	12	22	2,5	55,0	0,888	48,84
5	12	34	1,1	37,4	0,888	33,21
6	14	56	4,5	252,0	1,210	304,92
7	14	23	5,5	126,5	1,210	153,07
8	14	12	6,5	78,0	1,210	94,38
9	16	20	5,6	112,0	1,580	176,96
10	16	25	6,8	170,0	1,580	268,60
11	16	43	8,7	374,1	1,580	591,08
12	20	13	9,8	127,4	2,470	314,68
13	25	11	9,0	99,0	3,850	381,15
14	25	8	8,8	70,4	3,850	271,04
15	28	9	8,5	76,5	4,830	369,50
Σ	238	297		1610,2		3021,35
Ø				durchschnittliches Metergewicht = 1,876		
Ø	17,45			= durchschnittlicher Stabdurchmesser D _s im Plan (Stahlliste)		

Bild 13.2 Die Stahlliste mit der Berechnung des durchschnittlichen Stabdurchmessers D_s, der aus dem Gesamtgewicht und der Gesamtlänge bestimmt wird.

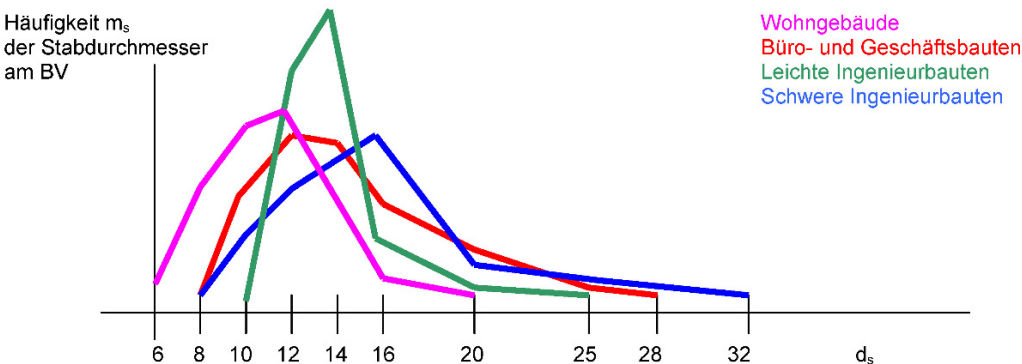


Bild 13.3 Abhängigkeit der Geflechtaufbauzeit von der Vielfalt des Stabstahldurchmessers im Objekt

Stabdurchmesser D_s	Aufbauzeitdauer $f(x)$
6 mm	40 h/t
8 mm	30 h/t
10 mm	22 h/t
12 mm	16 h/t
14 mm	13 h/t
16 mm	10 h/t
20 mm	8 h/t
25 mm	6 h/t
28 mm	5 h/t
32 mm	4 h/t

Bild 13.4 Beispiel einer Zuordnung der Stabdurchmessermittelwerte zur Geflechtaufbauzeit

Zur einfachen Handhabung der Bewertung der Aufbauzeit soll die Tabelle im Bild 13.4 gelten, die eine Zuordnung $D_s \rightarrow f(x)$ wiedergibt.

Diese Zuordnung kann durch eine einfache **Zuordnungsrechnung** getroffen werden, indem das relativ exakte D_s in der linken Spalte einem relativ exakten Wert $f(x)$ in der rechten Spalte gedanklich mit einer Überschlagsrechnung zugeordnet wird.

Dazu ein Beispiel mit $D_s = 14,6$ mm. Weil 14,6 mm dem Aufbauzeitbereich zwischen 10 und 13 h/t zugeordnet werden müssen, erfolgt die gedankliche Interpolation auf 12 h/t.

Diese Aussage reicht für die Praxis bereits aus!

Zum anderen kann die Zuordnung $D_s \rightarrow f(x)$ mittels der **Einfachen linearen Interpolation** durch die Formel

$$f(x) = f(x_2) + (D_s - D_{s1}) \times (f(x_1) - f(x_2)) / (D_{s2} - D_{s1})$$

genauer erfolgen, wobei das $f(x)$ zwischen den $f(x_1)$ und $f(x_2)$, mit $f(x_1) > f(x_2)$, liegt und das D_s zwischen D_{s1} und D_{s2} , mit $D_{s1} < D_{s2}$, liegt.

Dasselbe Beispiel mit $D_s = 14,6$ mm ergibt für die exakt interpolierte Aufbauzeit den Wert von

$$f(x) = 10 + (14,6 - 14) \times (13 - 10) / (16 - 14) = 10 + 0,6 \times 3/2 = 10,9 \text{ h/t.}$$

(Der Leser möge beachten, dass die Einfache Interpolation immer nur ein Näherungswert ist, weshalb die obige einfache Zuordnungsrechnung von der linken Spalte zur rechten praktisch auch ausreicht!)

Für die Praxis ist die vorgenannte Herleitung sehr wesentlich, ob in der Preisgestaltung oder in der Bauzeitenplanung ist eine schnelle Interpretation möglich.

Aus dem Stabdurchmessermittelwert D_s kann die Aufbauzeit $f(x)$ damit schnell ermittelt werden.

So tendiert das Bauvorhaben mit dem $D_s = 11$ mm auf etwa $f(x) = 20$ h/t, während das Vorhaben mit dem $D_s = 15$ mm die Zeitdauer von etwa 11 h/t benötigt.

Oder es kann auch geschlussfolgert werden, dass ein Bauvorhaben mit dem $D_s < 11$ mm ein $f(x) > 20$ h/t nur zulässt, während ein Vorhaben mit dem $D_s > 15$ mm die Zeitdauer von etwa $f(x) < 11$ h/t garantiert.

So ist zu erkennen, dass ein Geflecht mit $D_s \geq 20$ mm immer Aufbauzeiten von $f(x) < 8$ h/t garantiert, während Geflechte mit einem $D_s \leq 12$ mm immer ein $f(x) > 20$ h/t nach sich ziehen oder erforderlich machen.

Dabei sind nur die Tendenzen für die Aufbauzeiten eines Geflechts wesentlich, die aus einer auch analogen Tabelle des Bildes 13.4 immer abgeleitet werden können.

13.1.2 Aufbauzeit und die Positionsanzahl und Positionsstückzahl

Unter den Hauptbegriffen eines Geflechts (Absatz 1.2) wurden die Positionsanzahl und die Stückzahl pro Position definiert. Und es wurde schon unter Absatz 1.2 behauptet, dass ein Geflecht schwierig ist, wenn die Positionsanzahl hoch und die Positionsstückzahl gering ist, während es umgekehrt einfach ist. Die Begriffe „einfaches“ und „schwieriges Geflecht“ korrelieren mit der Aufbauzeit „niedrig“ und „hoch“, und es gilt allgemein:

Je mehr (weniger) Positionen ein Geflecht hat, umso größer (kleiner) ist seine Aufbauzeit.

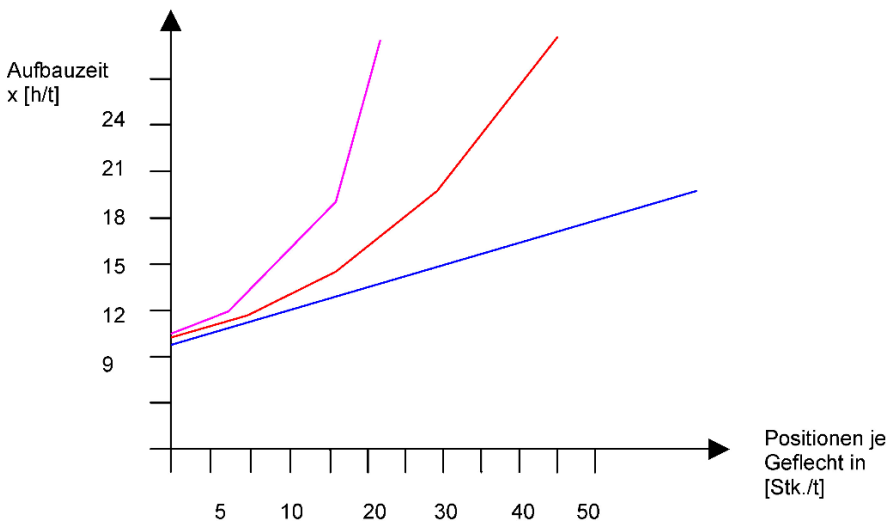


Bild 13.5 Abhängigkeit der Geflechtaufbauzeit von der Anzahl der Stahlpositionen

Dieser geltende exponentielle Zusammenhang wird im Bild 13.5 wiedergegeben. Theoretisch sagt die Kurve $f(x)$ die exponentielle Entwicklung der Aufbauzeit bei erhöhter Positionsanzahl i und erhöhter Positionsstückzahl j in einem Geflecht voraus.

Aus der Erfahrung kann analog vorher eine Tabelle aufgestellt werden, die die Zuordnung der Positionsanzahl zur Aufbauzeit beschreibt (Bild 13.6).

Positionenanzahl je t →	Aufbauzeitfaktor × f(x)
80 Pos/t	4 ×
50 Pos/t	3 ×
20 Pos/t	2 ×
10 Pos/t	1 ×

Bild 13.6 Beispiel einer Zuordnung der Positionsanzahl zur Aufbauzeit

Daraus ist erkennbar, dass für die Konstruktion des Geflechts mit der Schaffung der Positionsanzahl und Positionsstückzahl der wesentlichste Einflussfaktor auf die Geflechtaufbauzeit $f(x)$ gegeben ist. Das liegt in ihrer Kompliziertheit, dem Interpretierungsaufwand der Zeichnung, dem Sortier- und Platzaufwand in der Fertigung und auf der Baustelle usw.

13.2 Die Methoden der Zeitplanung des Geflechtaufbaus

Um den Ablauf aller Geflechtseinbauten innerhalb eines Bauwerks zu ordnen, muss der Plan in alle seine Einzelteile (Arbeitsvorgänge) zerlegt werden und in einer **Vorgangsliste** aufgeschrieben werden.

Dazu sind in der Vorgangsliste die Vorläufer- und Nachfolgerbeziehungen jedes Vorganges aufzuschreiben.

Wird jeder Vorgang mit dem Merkmal „Zeitdauer“ bestückt, so kann die Zeitdauer des Bauobjekts erfolgen. Wird jeder Vorgang mit der „Aufwandskapazität, Arbeitskräfteanzahl, Maschinenanzahl oder Materialmenge“ versehen, so können einzelne Kapazitätsgrößen bestimmt werden.

Die mit den einzelnen Zeitdauern der Vorgänge versehene Vorgangsliste soll Zeitliste heißen, während die mit den Vorgangskapazitäten versehene zweite Liste Kapazitätsliste heißt.

13.2.1 Ablaufplanung des Bauablaufs

Eine **Zeitliste** enthält jeden Vorgang V und seine Zeitdauer $D(V)$ und für jeden Vorgang V_n mindestens einen vorlaufenden Vorgang V_v , außer es handelt sich um den Startvorgang am Bauablauf.

Dann kann in der Zeitliste ein Frühester Anfangstermin ($FAT(V_n)$) für jeden Vorgang aus dem Maximum aller Frühesten Endtermine der vorlaufenden Vorgänge ($FET(V_v)$) gefunden werden.

Der Früheste Endtermin $FAT(V_j)$ des Vorganges V_j kann dann einfach aus der Summe der Frühesten Anfangstermine $FAT(V_j)$ und der Vorgangsdauer $D(V_j)$ gebildet werden.

Wenn für zwei Vorgänge V_I und V_J die Beziehung

$$FET(V_I) = FAT(V_J)$$

gilt, dann bilden alle diese Vorgänge den so genannten „**Kritischen Weg**“ im Bauablauf.

Die Summe aller Vorgangsdauern der Vorgänge des Kritischen Weges bestimmt die Gesamtzeit des Bauprozesses, es ist die **kürzeste Prozessablaufzeit**.

Die **Zeitliste** könnte an einem Beispiel für ein Wohnhaus wie im Bild 13.7 gelten.

I	Vorgangsbezeichnung Vorläufer	unmittelbarer Anfangstermin	Früheste Zeitdauer	Vorgangs- Endtermin	Frühester Weg	Kritischer Weg
1	Einrichtung der Baustelle	–	0	3AT	3	
2	Aushub Bodenplatte (BP)	–	0	2AT	2	x
3	Sauberkeitsschicht	2	2	1AT	3	x
4	Schalungsvormontagen	–	0	1AT	1	
5	Bewehrungseinbau BP	3, 4	3	1AT	5	x
6	Einbauten Abwasser u. a.	2	0	1AT	1	
7	Betonage BP und Aushärtung	3, 4	5	1AT	6	
8	Schalung Wände Kellergeschoss	7	6	3AT	9	x
9	Bewehrung Kellerwände (KW)	8	9	3AT	12	x
10	Einbau Stromleitungen	8, 9	12	2AT	14	x
11	Zuschalen KW	9, 10	12	1AT	13	
12	Betonage KW und Aushärten	11	13	2AT	15	x

Bild 13.7 Zeitliste eines Wohnhausaufbaues im Kellergeschoss

Die vorgenannte Zeitrechnung kann auch für alle spätesten Endtermine (SET) aus dem Minimum der spätesten Anfangstermine (SAT) angestellt werden. Der Kritische Weg ergibt sich analog, wenn die Beziehung $SET (V_j) = SAT (V_j)$ gilt.

Es gelten die folgenden Aussagen: Die zeitliche Summe der Vorgänge des Kritischen Weges bestimmt die Gesamtzeitdauer des Bauablaufs. Die Verkürzung des Bauablaufs kann nur über die Verkürzung der auf dem Kritischen Weg liegenden Vorgänge erfolgen. Durch eine Korrektur oder Reduzierung der Zeitauern der kritischen Vorgänge können wiederum andere Vorgänge kritisch werden, was bedeutet, dass der Netzplan mit jeder Verkürzung neu nach den obigen Formeln gerechnet werden muss.

Die „Methode des Kritischen Weges“ (Critical Path Method – CPM) wurde erstmalig als Prozessablaufplanung in den Fünfziger Jahren des vorigen Jahrhunderts in den USA zur Entwicklung von Mittelstreckenraketen angewendet und deren Gesamtentwicklungszeit durch das Erkennen von parallel ablaufenden Vorgängen um ein Wesentliches reduziert. Einige Jahre später wurde die Zeitdauer mit der optimistischen, wahrscheinlichen und pessimistischen Vorgangsdauer erweitert und der Endtermin mit einer Sicherheitsaussage behaftet, je nachdem, welche statistische Verteilungskurve die Vorgangsdauer annahm. Es entstand das „Program Evaluation and Review Technic“ (PERT), welches eine wahrscheinlichere Bewertung des Prozessablaufs erreichte.

Zur Erklärung soll weiter bemerkt werden, dass ein **Balkendiagramm** nicht annähernd die vorgenannten Methoden ersetzen kann, weil parallel ablaufende Vorgänge dort nicht so erfasst werden. Das Balkendiagramm beachtet nicht diejenigen Vorgänge, die unabhängig von anderen verlaufen und demzufolge in ihren Anfangs- und Endterminen verschoben werden können. Es beachtet keine Parallelitäten.

Die komplexe Logik der Linearität und Parallelität von Vorgängen wird nur bei CPM und PERT berücksichtigt. Im Bild 13.8 ist die Verschiebemöglichkeit einzelner Vorgänge schon erkennbar, ohne dass eine zeitliche Vorgabe und genauere Angaben beachtet werden.

Mit dieser Methode kann gleichermaßen wie der Bauablauf insgesamt auch die Aufbauzeit eines großen Geflechts in Teilarbeiten und deren Abhängigkeiten unterteilt und kontrolliert werden.

Die einzelnen kompakten Aufbauzeiten für kleinere oder geschlossene Geflechte (ein Vorgang) werden im nächsten Abschnitt beschrieben.

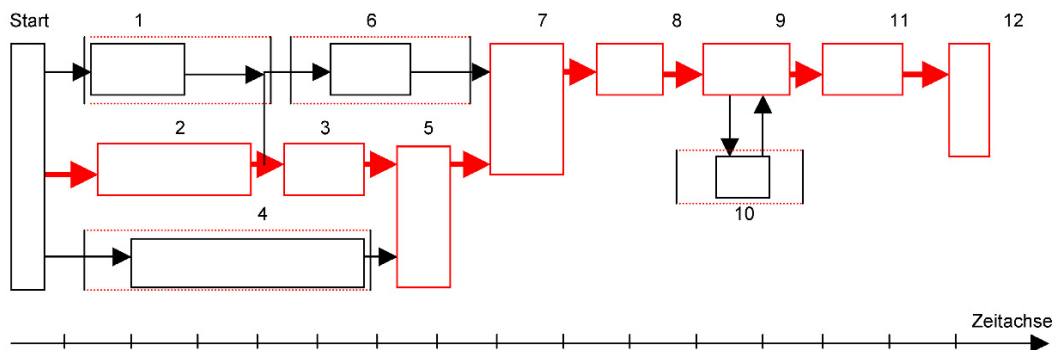


Bild 13.8 Der Netzplan der im Bild 13.4 dargestellten Zeitliste mit dem Kritischen Weg (rot) und der Verschiebbarkeit der unkritischen Vorgänge (schwarz – rot gestrichelt = zeitliche Verschiebungsmöglichkeit)

13.2.2 Bestimmung der Geflechtaufbauzeit

Um die Gesamtzeitdauer eines Bauablaufs zu bestimmen - gleich auf welcher methodischen Grundlage - sind immer erst die Vorgangsdauern $D(V_j)$ zu bestimmen.

So wurden im obigen Beispiel der Zeitliste des Bildes 13.7. die Vorgänge V_5 das Bodenplattengeflecht mit einem Arbeitstag und V_9 das Kellerwandgeflecht mit drei Arbeitstagen in der Dauer angenommen. Am allgemeinen Bauobjekt sind es die Geflechte der Bauteile Fundament, Unterzug, Stütze, Decke, Podeste, Attika u. a. die in Abhängigkeit von ihrer Größe, dem Einbaugewicht und weiteren Aspekten die unterschiedlichsten Geflechtaufbauzeiten haben. Aber auch für die Unterteilung großer Geflechte wie beispielsweise an der Bodenplatte kann die Betrachtung für die untere und die obere Lage, die Verbügelung, die Anschlüsse, die Unterfahrten, die Einbauten etc. detailliert ausfallen.

Die Vorgangsdauer $D(V_j)$ soll nachfolgend als Geflechtaufbauzeit D bezeichnet werden und mit den folgenden Thesen relativ objektiv bestimmbar sein.

Dazu wird ein so genannter Aufbaufaktor F eingeführt, der die Arbeitsleistung in Mengen T (in t) pro Arbeitskraft A an einem Arbeitstag (= 8h) festlegt und formal gilt

$$F = T/A \quad \text{in t/8h.} \quad (1)$$

Die Größe F ist so gesehen auch eine Mengennorm oder eine Mengenvorgabe für die Herstellung eines Geflechts an einem Arbeitstag für einen Geflechthersteller. Zum anderen ist der Faktor F ein Maßstab der Produktivität für den Geflechthersteller (Bewehrter).

Der Aufbaufaktor F qualifiziert sich umso mehr, je mehr Erkenntnisse oder Wissen in F eingehen oder je mehr Erfahrungswerte aus den Gruppen A, B, C und D (vgl. Absatz 13.1) oder der zu erwartenden Herstellungsschwierigkeit des Geflechts bekannt sind.

Nach den Erkenntnissen der Absätze 13.1.1. und 13.1.2. gilt für den Faktor F , dass Geflechte mit

- mehrheitlich kleinen (großen) Stabdurchmessern ein kleines (großes) F zur Folge haben, und mit
- einer hohen (geringen) Positionsanzahl und einer kleinen (hohen) Positionsstückzahl ein kleines (großes) F zur Folge haben.

Jeder Teamleiter ist gut beraten, ein „Gedächtnisbuch“ mit Erfahrungswerten möglicher Faktoren F für seine bearbeiteten Geflechte und deren Charakteristika anzulegen. Das Buch könnte beispielsweise dann folgende Angaben enthalten (vom Verfasser aus eigenen Erfahrungen zusammengestellt und ohne Beweisführung!):

Gerade Treppe bis 6 Positionen – 0,3

Köcherfundament mit 2 Positionen – 0,5

Filigrandecke o. L. ohne Zulagen – 1,2

Ortbetondecke mit Stab- $\varnothing \geq 14$ mm – 1,1

Wand ohne Durchbrüche – 0,8

Lärmschutzwand bis 5 Positionen – 1,0

Bodenplatte einfach mit Stab- $\varnothing \geq 25$ mm – 2,5

Brückenwiderlager gerade Flügelwände – 0,9

Gewendelte Treppe ab 100 kg – 0,2

Stütze ohne Konsole bis 4 Positionen – 0,8

Filigrandecke o. L. mit Zulagen – 0,8

Ortbetondecke mit Matten $\geq Q335$ – 1,5

Wand mit Durchbrüchen bis 12 Positionen – 0,5

Lärmschutzwand mit gestaffelten Positionen – 0,6

Bodenplatte einfach mit Stab- $\varnothing \geq 14$ mm – 1,5

Brückenwiderlager ungerade Flügelwände – 0,6

Die Größe F korreliert nicht mit der Produktivität. Der Faktor unterstellt eine geplante Produktivität, der im Falle seines Überbietens (Unterbietens) eine höhere (geringere) Produktivität zur Folge hat.

Der Aufbaufaktor F ist auch eine Art Norm für die Aufbauzeit des Geflechts und damit Ausgangspunkt der Zeitbestimmung. Im Prinzip gibt der verantwortliche Teamleiter diese Norm vor und bestimmt mit den einsetzbaren Arbeitskräften die Gesamtaufbauzeit des Geflechts.

Die Aufbauzeit M eines Geflechts mit einer Arbeitskraft kann aus der Formel

$$M = T/F \quad \text{in Manntagen} \quad (2)$$

berechnet werden und die Aufbauzeit D eines Geflechtes mit mehreren Arbeitskräften lässt sich dann aus der Formel

$$D = M/A = T/F/A \quad \text{in Gesamttagen} \quad (3)$$

bestimmen.

An einem Beispiel betrachtete ist die Zeitdauerbestimmung für ein Geflecht einer Bodenplatte mit 36 t und relativ dünnen Stabdurchmessern, etwa 14 mm, wie folgt zu veranschaulichen:

Der Chef des Verlegerteams bestimmt den Aufbaufaktor mit $F = 2$ (also ein Mann baut in 8 h oder einem Arbeitstag (A) genau 2 t ein!), dann ergeben sich $36/2 = 18$ Manntage und beim Umfang von 4 Verlegern die Gesamtage der Aufbauzeit von $18/4 = 4,5$ Arbeitstage. Oder bei einem Einsatz von nur 2 Verlegern 9 Arbeitstage bzw. bei 9 Verlegern genau 2 Arbeitstage.

Im gleichen Objekt sind 4 Treppen zu bewehren mit jeweils 250 kg. Weil es mit einem Verleger aus haltetechnischen Gründen nicht geht, muss der Chef mindestens 2 Verleger arbeiten lassen. Das Team erhält die Vorgabe $F = 0,3$ und muss die Arbeit in $4 \times 0,25/0,3/2 = 1,7$ Arbeitstage erledigen.

13.2.3 Zusammenhang von Aufbauzeit und Aufbaupreis

Die Aussage zur Geflechtaufbauzeit ist von der Anzahl der Arbeitskräfte abhängig. So gilt nach der Formel (3), dass mehr Arbeitskräfte eine umso kürzere Gesamtaufbauzeit erzielen. Dieser Einsatzumfang hat aber seine technologischen Grenzen, weil aus Platzgründen oder auch Ablaufreihenfolgen an einem Geflechtaufbau nicht unbegrenzt viele Arbeitskräfte zum Einsatz kommen können.

Der Umfang des Arbeitskräfteeinsatzes A ist immer eine Optimierungsaufgabe zwischen möglicher Anzahl an Arbeitskräften A und der gewünschten Gesamtaufbauzeit D .

Die in der Baupraxis oft geforderte unbegrenzten Arbeitskräfteanzahl zur größeren Aufbauzeitsenkung („Chinesenmethode“), wirkt ab einer bestimmten Anzahl an Arbeitskräften nicht mehr oder schlägt ins Gegenteil um. So bewirken stetig zunehmende Arbeitskräfte beim Geflechtaufbau nicht das lineare Absenken der Aufbauzeit, sondern nur ein hyperbolisches Absenken – einen Grenzwert entgegen gehendes Absenken. Eine darüber hinaus gehende Zunahme an Arbeitskräften schlägt ins Gegenteil um, die Produktivität wird geringer – der Faktor F fällt.

Dieser Punkt in der hyperbolischen Kurve (Bild 13.9.) heißt „**Break-Even-Point**“. Er ist ein Phänomen, welches in vielen ökonomischen Betrachtungen die gewollte Ökonomie – in unserem Fall den Einsatz an Arbeitskräften mit der besten Produktivität F – ins Gegenteil verkehrt.

Der unbedachte Arbeitskräfteeinsatz kann für die Ökonomie einer Firma bei Verneinung dieser These weitreichende Folgen haben bis hin zur schnellen Insolvenz. Diesen Punkt zu erkennen und nicht zu überschreiten ist Aufgabe eines jeden Managers, selbst wenn Auftraggeber mit vertraglichen Konsequenzen drohen.

Aus diesen Überlegungen bestimmt sich auch der Preis des Geflechtaufbaus. Analog der Aufbauzeit muss ein Aufbaufaktor wieder vorgegeben sein, der jetzt auch eine Art „Kompliziertheit“ der Geflechtherstellung ausdrückt. Dazu muss ein Grundpreis oder Einheitspreis für eine Tonne Ge-

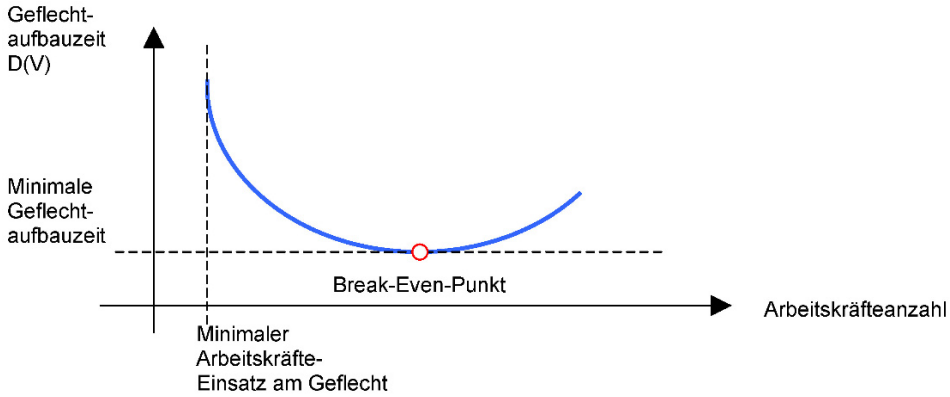


Bild 13.9 Asymptotischer Zusammenhang zwischen Geflechtherstellungszeit und Arbeitskräfteeinsatz

flecht gegeben sein, der beim Einhalten des Aufbaufaktors alle Gemeinkosten der Herstellerfirma und den festgelegten Grundlohn seiner Mitarbeiter enthält.

An einem Beispiel kann sich der Grundpreis aus einem Grundlohn von 20 €/h und den weiteren variablen und festen Kosten wie Werkzeug, Transporte und Sonstiges von ermittelten 5 €/h damit auf die Aufbauleistung von einer Tonne Geflecht in 8 h von 200 € berechnen. Dieser Grundpreis kann von Firma zu Firma unterschiedlich sein und muss buchhalterisch bestimmt werden. Er ist die Berechnungsgrundlage für die Preisbestimmung des Geflechtaufbaus.

Der Einzelgeflechtaufbaupreis P bestimmt sich aus der Proportion des Grundpreises K und dem Geflechtaufbaufaktor F und gilt formell nach

$$P = K/F \quad \text{in €/t.} \quad (4)$$

Dazu das Beispiel der obigen Bodenplatte. Weil die Aufbauzeit für $F = 2$ mit 2 Verlegern bei 36 t Geflechtgewicht genau 9 Arbeitstage umfasst und der Grundpreis mit $K = 200$ € gilt, muss der Aufbaupreis von $P = 200/2 = 100$ €/t mindestens vereinbart werden.

Wird aber am Markt nur der Preis von $P_M = 80$ €/t gehandelt, dann muss die Grundleistung von $F = 2$ auf $F = 2,5$ gesteigert werden, weil $200/2,5 = 80$ €/t gilt. Damit ist die Umkehrung der Formel (4) oder ein anderer Ausdruck von (1) gegeben und der Marktpreis P_M „erzwingt“ den Geflechtaufbaufaktor F , weil

$$F = K/P_M \quad \text{in t/8 h.} \quad (5)$$

Entweder der Betrieb organisiert den am Markt üblichen Preis durch einen höheren Leistungsfaktor F oder er kann diesen Auftrag nicht buchen. Sollte er sich trotzdem vertraglich binden, weil Arbeit in der Firma notwendig ist, muss er die Differenz aus vorhanden Überschüssen oder vorangegangenen Gewinnen abdecken. Ansonsten steht wie oben angeführt relativ schnell die Insolvenz an.

Abschließend die Betrachtung des Aufbaupreises über mehrere Geflechtarten an einem Bauwerk.

Der Gesamtaufbaupreis P über n unterschiedliche Geflechtarten $i = 1, 2, \dots, n$ bestimmt sich aus dem mit den Einzelgewichten „ T_i “ gewogenen arithmetischen Mittelwert der Einzelgeflechtaufbaupreise „ K/F_i “ zu

$$P = ((K/F_1) \times T_1 + (K/F_2) \times T_2 + \dots + (K/F_n) \times T_n)/T \quad \text{in €/t.} \quad (6)$$

Am obigen Beispiel der 4 Treppen mit jeweils 250 kg wurde der Faktor mit 0,3 fixiert, damit könnte die Firma den Treppenpreis von $200/0,3 \approx 667 \text{ €/t}$ nur vereinbaren, während zusammen mit der Bodenplatte aus kreuzweise gelegte Stab-Ø $\geq 20\text{mm}$ der Mischpreis von

$$P = ((200/2) \times 36 + (200/0,3) \times 1) / (36+1) \approx 116 \text{ €/t}$$

auch vereinbart werden kann, der wesentlich freundlicher aussieht als der Treppeneinzelpreis.

Oder ein Bauwerk hat eine Bodenplatte mit 250 t ($F = 2$), Fundamente mit 25 t ($F = 0,9$), Wände und Stützen mit 85 t ($F = 0,7$), Decken mit 160 t ($F = 1,0$) und Schürzen und Attikas mit 5 t ($F = 0,4$). Dann sollte

$$P = ((200/2) \times 250 + (200/0,9) \times 25 + (200/0,7) \times 85 + (200/1) \times 160 + (200/0,4) \times 5) / (250 + 25 + 85 + 160 + 5) \geq 171 \text{ €/t}$$

vereinbart werden, wenn der Grundpreis von $K=200 \text{ €/AT}$ in der verkaufenden Firma gilt.

Die Anwendung der Formel (6) ist die allgemeine Bestimmung des Aufbaupreises mehrerer Geflechte mit unterschiedlichen Schwierigkeitsgraden in einem Gesamtpreis.

Dieser Gesamtaufbaupreis P lässt sich immer dann bestimmen, wenn die Angaben der einzelnen Geflechte i zu deren Gewichte T_i und den Aufbaufaktoren F_i vorliegen und der Grundpreis K für einen Geflechtbauer mit 8 h Leistung in der Geflechtherstellerfirma buchhalterisch bestimmt ist.

13.3 Die Methoden der Kapazitätsplanung

Bereits im vorherigen Absatz ist erkennbar, dass die Zeitdauer mit dem Arbeitskräfteeinsatz korreliert. Die Zeit- und Kapazitätsplanung wird immer dann wertvoll, wenn sie vom Auftragnehmer konsequent vorbereitet und mit dem Auftraggeber genauso konsequent umgesetzt wird.

Die täglichen Kapazitäten werden aus der Formel (2) schnell und sicher bestimmt.

Die oben dargestellte **Zeitliste** (Bild 13.7) kann **auch** als **Kapazitätsliste** betrachtet werden, indem die Arbeitskräfte den Vorgängen V zugeordnet werden.

Das gleiche gilt für alle anderen Kapazitäten, wie Arbeitsmittel (Maschinen) und Arbeitsgegenstände (Material). Die drei allgemeinen Elemente des Arbeitsprozesses sind seine Kapazitäten und sind immer beschränkt oder nicht in einem solchen Umfang vorhanden, dass „aus dem Vollen geschöpft“ werden kann. Insofern müssen immer Überlegungen gelten, die eine Optimierung erfordern.

Wenn ein Prozess in einem System abläuft, um einen Gegenstand zu produzieren, dann wird formal nur $Y = f(X)$ geschrieben, wobei X das Eingangsmaterial, Y das Ausgangsmaterial oder das Endprodukt und f der Herstellungsprozess ist.

Die Funktion $f(X)$ verkörpert bei der Herstellung von Y das Zusammenspiel der drei Elemente des Arbeitsprozesses, nämlich die Arbeitskräfte (A_k), die Arbeitsgegenstände (A_g) und die Arbeitsmittel (A_m). Dabei gehen diese Elemente bestimmte Beziehungen ein, die den Prozess im System möglich machen und ihn produktiv (also in kürzester Zeit!) ablaufen lassen.

Wie oben unter der Bauzeitenplanung aufgeführt, gilt es, eine gleiche Methodik zu finden, die die Bewertung der Kapazitäten an Arbeitskräften und Arbeitsmitteln im Bauablauf analysieren. Es muss demnach ein Kapazitätsdiagramm konstruiert werden, welches die Bauablaufzeiten einhält.

Ein nachfolgendes **Wochendiagramm für den Leistungseinsatz** kann schnell errechnet werden und ist während der Wochenabstimmung in der Bauleitung nebenbei erstellt oder kann als Grundlage eines widerspruchsfreien Bauablaufs dienen.

Die Herangehensweise ist relativ einfach. Über eine Zeiteinheit werden alle notwendigen Arbeitskräfte aufgelistet und die Summe an Arbeitskräften in der Zeiteinheit hält den Bedarf fest (Bild 13.10).

Die drei Gewerke im Bild 13.10 haben nicht voll die ganze Woche zu tun. Entweder jedes Gewerk sucht sich weitere Arbeit auf anderen Baustellen oder es macht Arbeiten des anderen Gewerkes auf dieser Baustelle mit.

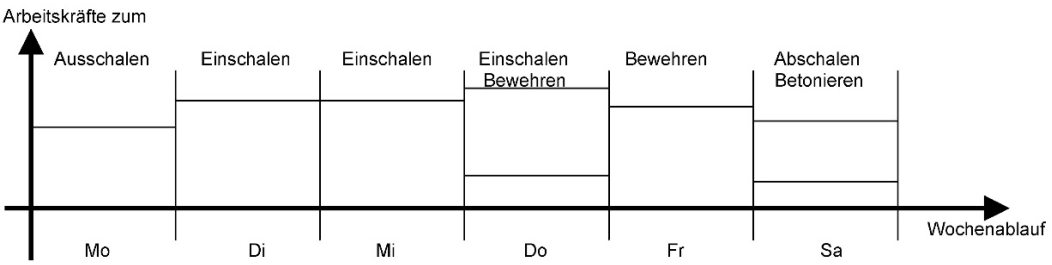


Bild 13.10 Kapazitätsvorgaben zu den unterschiedlichen Arbeitsgängen am Wochenbauablauf

Ist das Bauvorhaben größer, mischen sich die Termine oder Abläufe, so dass Schaler, Bewehrer und Betonierer besser ihre Auslastung erfahren, weil stufenweise gearbeitet werden kann.

So kann beispielsweise die Bodenplatte im zweiten Abschnitt bewehrt werden, während im ersten schon betonierten Abschnitt die vertikalen Bauteile wie Stützen und Wände geschalt werden können.

Damit ist für jedes Gewerk genügend Arbeit über alle Zeiteinheiten (Arbeitstag) gegeben und das führt zu einer Kapazitätsplanung wie im Bild 13.11.

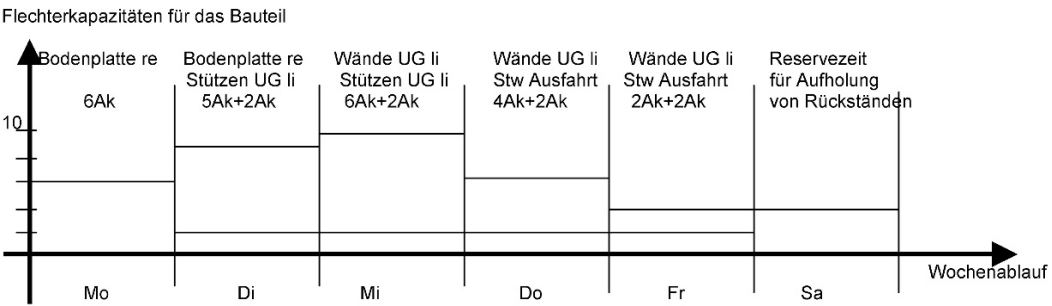


Bild 13.11 Notwendige Bewehrerkapazitäten an einem Wochenbauablauf eines Objekts

Diese Planung lässt erkennen, dass bei relativ guter Auslastung trotzdem nicht alle verfügbaren Kapazitäten aufgebraucht werden, und die Bewehrer weitere Arbeiten, eventuell auf anderen Baustellen oder auch anderen Gewerken am vorliegenden Bau, übernehmen oder sich suchen müssen.

Andererseits können einzelne Kapazitätsschwankungen auch durch Verkürzungen oder auch Verlängerungen der Arbeitszeiten ausgeglichen werden.

Wie schon eingangs erwähnt, werden die täglichen Kapazitäten aus der Formel (2) des Absatzes 13.2.2 schnell und sicher bestimmt und im wöchentlichen Planungsprozess in die vorgenannte

Methode des Bildes 13.11 zur Kapazitätsbestimmung eingesetzt. Die Einheit beider Aspekte erlaubt eine umfassende und schnelle Kapazitätsplanung für Arbeitskräfte und soll als

„**Diagramm-Formel-Methode**“ bezeichnet werden.

Diese Diagramm-Formel-Methode wird auch auf die Planung mehrerer Baustellen für den Arbeitskräfteeinsatz angewendet. Womit die komplexe Planung eines Betriebes für Arbeitseinsätze an unterschiedlichen Einsatzorten möglich wird.

Es gilt: Die Diagramm-Formel-Methode (Bild 13.11 plus Formel (2) aus 13.2.2) kann die Kapazitäten für mehrere Arbeitskräfte auf mehreren Baustellen planbar gestalten.

Als Beispiel soll eine Verlegefirma mit 20 Mitarbeitern betrachtet werden, die mit einem Vielfachen von mindestens 2 Mitarbeitern (die Arbeitenforderungen bedingen das Zusammenarbeiten von mindestens 2 Mitarbeitern, um sich nicht nur technologisch zu unterstützen sondern auch sicherheitstechnisch behilflich zu sein!) jeweils eine Baustelle bedienen. Der Firmenchef hat im Quartal für 5 Bauobjekte unterschiedlicher Größe und Ablaufdichte Arbeit organisiert und vertraglich gebunden (Bild 13.12).

Dann kann eine Kapazitätsplanung nach der „Diagramm-Formel-Methode“ erfolgen (Bild 13.12).

Bedarf an Kapazitäten am Bauvorhaben in der Kalenderwoche (KW)													Summierung der Formel (2)
1	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	240MT=300t
2	6	6	4	4	2	2	2	2					140MT=100t
3							4	4	4	4	4		100MT=100t
4	4	8	8	8	6	6	6	6	4	2			300MT=300t
5		2	4	4	4	6	6	6	6	6	4	2	260MT=200t

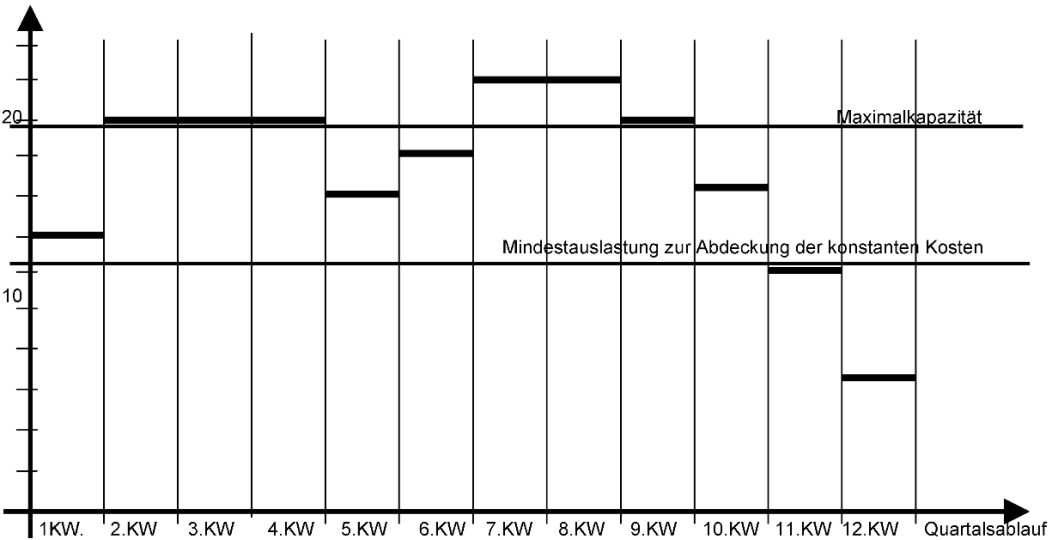


Bild 13.12 Die notwendigen Arbeitskräfte einer Firma über 5 Baustellen im Quartal, mit relativ unharmonischen Bedürfnissen.

Die Planung nach Formel (2) im Bild 13.12 oben zeigt eine relativ gute Auslastung der 20 Firmenangestellten. Am Ende des Quartals müssen weitere Aufträge „in die Bücher“ gebracht werden, um das geplante Quartal in „Ruhe“ anzugehen. Auch reicht der Durchsatz von ~ 1000 t im Quartal nicht aus, um mindestens die Lohnkosten abzudecken, weil die Gesamtrechnung der Betriebseinnahmen und Betriebsausgaben von

$$20 \text{ Ak} \times 8 \text{ h} \times 60 \text{ AT} \times 22 \text{ €/h} = 211.200 \text{ €} > 200.000 \text{ €} = 1000 \text{ t} \times 200 \text{ €/t}$$

gilt. Es müssen also weitere kleinere Aufträge im Quartal akquiriert werden, um die Differenz von 11,2 T € plus die notwendigen sonstigen Kosten und einen erforderlichen Gewinn als Rücklage für später zu schließen.

Die Differenz kann aber auch mit einer höheren Produktivität, die in der Formel (2) unterstellt wird, ausgeglichen werden. Indem der Firmenchef permanent anstelle eines Aufbaufaktors 0,8 den Faktor 0,9 unterstellt, erzeugt er mindestens 10 % mehr Produktivität und erreicht 10 % weniger Kostenvolumen, womit seine Differenz ausgeglichen wäre. Dieser Faktor 0,9 heißt lediglich anstelle von 800 kg Einbauleistung am Tag die Leistung von 900 kg zu erreichen, eine in der Verlegerei (Bewehrung) durchaus realistische Zielstellung, wenn auch noch unterstellt wird, dass mit dem Plan die eine oder andere Reserve beim Geflechtaufbau, die dann auch unbedingt genutzt werden muss, wartet.

Mit dieser Beschreibung der Kapazitätseinsätze sind die wesentlichen Planungsprinzipien des Geflechtaufbaus gegeben.

Die vollständige und umfassende Anwendung dieser Planungsprinzipien sollte sowohl beim Auftraggeber als auch beim Auftragnehmer zum Bestandteil deutscher Baukultur werden, nicht zuletzt damit, dass Qualität und Quantität in der Pfahlbetonbauweise stetig erhöht werden.

14 Statistische Qualitätskontrolle in der Bewehrung

14.1 Der Arbeitsprozess und die Fehlertheorie

Jede Arbeit oder auch jede Beobachtung, möge sie noch so sorgfältig erledigt sein, ist immer fehlerbehaftet, ganz besonders diejenige, die die immer wiederkehrende Arbeit oder Beobachtung realisiert.

Nicht nur, dass das sprichwörtliche „Einschlafen“ oder „Langweilen“ bei wiederkehrender und monotoner Arbeit die Fehlerquote anhebt, es ist auch die menschliche Unkontinuität, die Fehler produziert. Deshalb ist die „Gütekontrolle“ der eigenen Arbeit am Ende immer notwendig.

Auch die Maschine arbeitet in Umweltbedingungen, die immer unterschiedlich sind und deshalb ihre Auswirkungen auf ihr Erzeugnis haben. So sind es die Temperatur, die Luftverschmutzung, die Toleranz des Ausgangsmaterials usw., die die Bedingungen für das Ändern im Produkt einer Maschine ausmachen.

Selbst menschliche Beobachtungen sind von den Befindlichkeiten oder Qualitäten der menschlichen Natur abhängig und zeigen unterschiedliche Werte zu gleichen Zuständen.

Mit diesen allgemeinen Erkenntnissen begründete C. F. Gauß 1794 die **Fehlertheorie**, in dem er die in der Astronomie vorkommenden Beobachtungsfehler genauer analysierte und sie später allgemein für das Bearbeiten und Beobachten von Gegenständen als **Fehlerkurve** (auch Gaußsche Glockenkurve genannt – war als Symbol auf dem „10-DM-Schein“ gedruckt!) niederschrieb.

Die **Fehlerkurve** ist die „grafische Verbindung“ der Fehlerhäufigkeiten $f(x_i)$ über alle Fehler x_i und wird als **Häufigkeitsverteilung** $f(x)$ bezeichnet (Bild 14.1).

Die Häufigkeitsmenge von links $(-\infty)$ bis zur Stelle x_i unter der Fehlerkurve wird als **Fehlerintegral** $F(x_i)$ bezeichnet („Integral“ steht für „Ganzes“ oder „Summe“).

Wenn die Gesamtfläche das Maß 100 hat, dann deutete C. F. Gauß das Auftreten eines Fehlers x_i zwischen zwei zufälligen Werten x_1 und x_2 als die Wahrscheinlichkeit oder Größe des **Fehlerintegrals** $F(x_i) = F(x_1) - F(x_2)$.

Werden die beliebigen Fehler x durch die normierten Fehlerwerte $x' = (x - \mu)/\sigma$ ersetzt, in denen μ der wahre Mittelwert aller x ist und σ dessen Streuung, entsteht die **Normierte Fehlerverteilung**, die nur eine Wertetabelle hat und das Teilintegral $F(x_1) - F(x_2) \approx 25\%$ nachrechnen lässt (Bild 14.2).

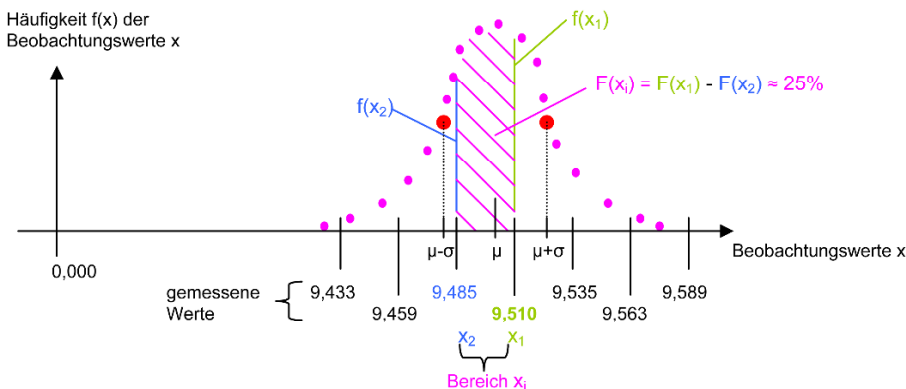
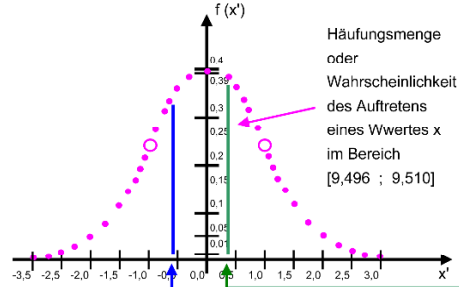


Bild 14.1 Summenkurve des Gaußschen Fehlerintegrals und dessen Anteil zwischen zwei Werten

x_1 - 9,510
 x_2 - 9,485
 μ - Mittelwert: Wird geschätzt auf 9,5 !
 σ - Streuung: wird bestimmt aus dem größten minus dem kleinsten Wert durch die 6 Intervalle (-3 bis +3)!



$$x' = (x - \mu) / \sigma$$

$$\begin{aligned}
 x_1' &= (9,51 - 9,5) / 0,0255 = \mathbf{0,3922} \\
 x_2' &= (9,485 - 9,5) / 0,0255 = \mathbf{-0,5880}
 \end{aligned}$$

x' $f(x')$ $F(x')$

0,000	0,39894	0,500000
0,1	0,39695	0,539828
0,2	0,39104	0,579260
0,3	0,38139	0,617911
0,4	0,36827	0,655422
0,5	0,35207	0,691462
0,6	0,33322	0,725747
0,7	0,31225	0,758036
0,8	0,28969	0,788145
0,9	0,26609	0,815940
1,000	0,24197	0,841345
1,1	0,21785	0,864334
1,2	0,19419	0,884930
1,3	0,17137	0,903200
1,4	0,14937	0,919243
1,5	0,12952	0,933193
1,6	0,11092	0,945201
1,7	0,09405	0,955434
1,8	0,07895	0,964070
1,9	0,06562	0,971283
2,000	0,05399	0,977250
2,1	0,04398	0,982136
2,2	0,03547	0,986097
2,3	0,02833	0,989276
2,4	0,02239	0,991802
2,5	0,01753	0,993790
2,6	0,01358	0,995339
2,7	0,01042	0,996533
2,8	0,00792	0,997445
2,9	0,00595	0,998134
3,000	0,00443	0,998650

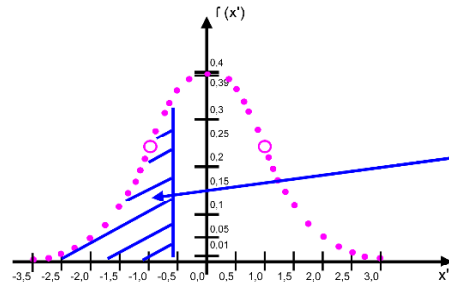
Berechnungen durch die Einfache lineare Interpolation (vgl. Absatz 13.1.1.)

$$F(x_1') \approx 0,618 + (0,618-0,655) \times (0,618-0,655)/(0,3-0,4) \approx \mathbf{0,604}$$

$$F(x_2') \approx 0,691 + (0,691-0,726) \times (0,691-0,726)/(0,5-0,6) \approx \mathbf{0,643}$$

womit $F(-x_2') = 1-0,643 = 0,357$ gilt (beachte die Symmetrie der Glockenkurve)!

Damit ist $F(x_1') - F(-x_2') = 0,604 - 0,357 \approx \mathbf{0,247}$,
 oder ein Fehler x tritt mit 24,7%-iger Häufigkeit (Sicherheit)
 genau im Intervall $\mathbf{[9,485 ; 9,510]}$ auf!
 Die grafische Interpretation gilt in den folgenden Bildern:



Wendepunkt der Glockenkurve,
 die an dieser Stelle von einer
 konkaven in eine konvexe Form
 übergeht und umgekehrt !

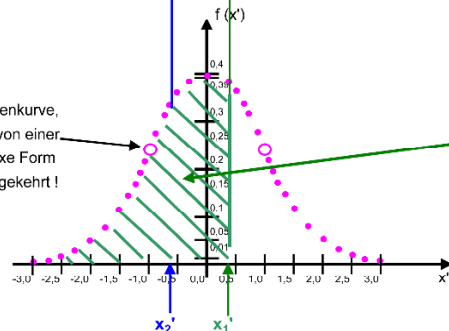
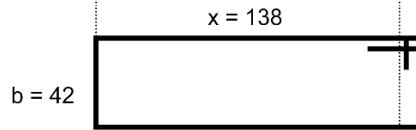


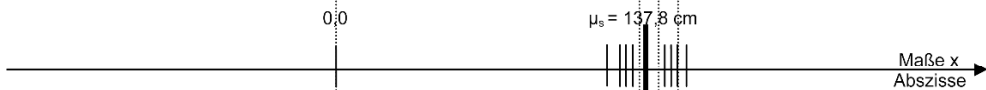
Bild 14.2 Die Normierte Fehlerverteilung $f(x')$ und das Fehlerintegral $F(x')$ der Werte x'

Diese Deutung des Fehlerintegrals wird heute in der **Statistischen Qualitätskontrolle** zur Untersuchung der mit Fehler behafteten Zwischen- und Enderzeugnisse eines Betriebes genutzt. So wird im Bewehrungsbau die Qualität einer Biegeform nach folgender Methodik analysiert:

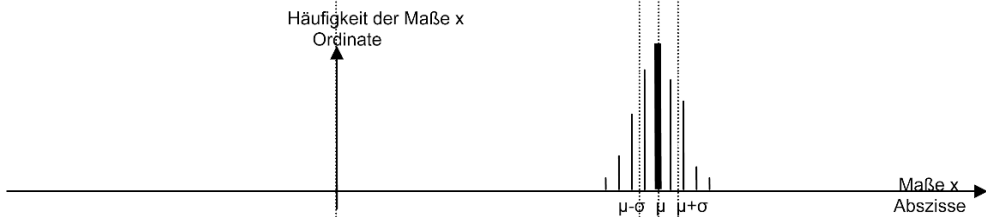
1. Die Biegeform 50 wird 620-mal angefertigt und in der Schenkellänge $x = 138\text{cm}$ geprüft.



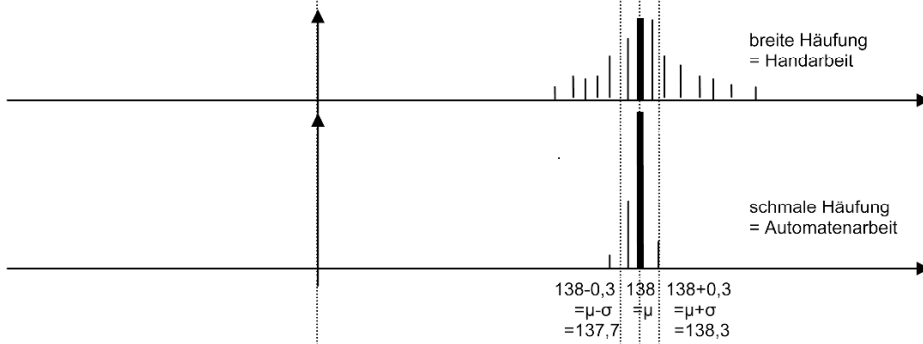
2. Es werden 8 Biegeformen im Maß x geprüft, die den mittleren Wert von $\mu_s = 137,8\text{ cm}$ ergeben. Alle Maße x werden auf einer Abszissenachse eingetragen:



3. Würden alle 620 Biegeformen im Maß x geprüft, dann würde jedes gemessene Einzelmaß x_i in unterschiedlicher Häufigkeit auftreten. Diese Häufigkeitsanzahl aller Einzelmaße x_i werden auf einer Ordinatenachse aufgetragen und ähneln in ihrer Geschlossenheit der Gauß'schen Glockenkurve:



4. Die Schwankungen (Fehler) des Maßes x sind abhängig von der Technologie der Bearbeitung, womit es unterschiedliche Häufigkeitskurven gibt:



Die Glockenkurve wird umso spitzer je genauer die Bearbeitung (Technologie) ist und beschränkt sich damit auch auf einen engeren Abschnitt der Abszisse.

14.2 Die Repräsentativität und der Umfang der Stichprobe

Nun wird aber in der Praxis nicht jedes Teil geprüft, weil dieser Aufwand viel zu hoch wäre, vielmehr wird aus der Gesamtmenge eine relativ kleine repräsentative Untermenge (Stichprobe) nur entnommen und die Aussagen der Untermenge auf die gesamte Menge übertragen.

Dazu werden der **Mittelwert μ** und die **Streuung σ** der Fehlerkurve (Bild 14.1) bestimmt aus

$$\mu = (x_1 + x_2 + \dots + x_n)/n \quad \sigma = \sqrt{(x_1 - \mu)^2 + (x_2 - \mu)^2 + \dots + (x_n - \mu)^2} / n$$

Die Stellen $\mu - \sigma$ und $\mu + \sigma$ auf der Abszisse sind in der Fehlerkurve (Bild 14.1) gerade die **Wendepunkte** und es gelten für deren Abszissenintervalle

$$[\mu - a\sigma ; \mu + a\sigma]$$

- bei $a = 1$ genau **68,3 %**,
- bei $a = 2$ genau **95,5 %** und
- bei $a = 3$ genau **99,7 %**

der Häufigkeitsmenge der Werte x_i unter der Fehlerkurve über der Abszisse.

Von großem praktischen Interesse ist die Frage: Wie viele Werte x_i , $i=1, 2, \dots, m < n$ müssen einbezogen werden, um aus diesen Werten einen genügend genauen Schätzwert für μ_s und σ_s zu bestimmen; oder anders, wie groß muss der Stichprobenumfang m sein, damit $\mu \sim \mu_s$ und $\sigma \sim \sigma_s$ gilt?

Die Antwort gibt der „Zentrale Grenzwertsatz der Statistik“ (von C. F. Gauß etwa um 1809 erkannt!), der die **Testgröße** „ $z = ((\mu_s - \mu)/\sigma) \sqrt{m}$ “ mit den bekannten Werten μ_s und dem gesuchten Umfang m ausweist. Daraus kann der Mindestumfang m einer Stichprobe bestimmt werden, wobei μ_s und σ_s als Schätzungen für μ und σ eingesetzt werden und $z\%$ als die Sicherheit der Antwort gilt. (Der Verfasser verweist zur weiteren Vertiefung auf die reichlich vorhandene Fachliteratur [19]!)

Schon die Auswahl (Stichprobe) **einer kleinen Anzahl m** von Maßen x_i aus der Grundmenge aller Maße x ist statistisch ausreichend, um die Stichprobe sicher zu machen.

Die Stichprobe (Auswahl) muss zwei Bedingungen erfüllen:

1. Sie muss eine **zufällige repräsentative Untermenge** der Maße x_i garantieren und
2. es muss die **Anzahl $m < n$** der ausgewählten x_i **genügend groß** sein!

Der Begriff der **Repräsentativität** bedeutet, dass jedes Maß x die gleiche Chance haben muss in die Stichprobe zu gelangen. Soll jedes Maße einer Biegeform geprüft werden (Länge-Breite-Schloss), so muss mindestens auch von jedem Maß ein „Vertreter“ in der Stichprobe auftreten können. Für die Repräsentativität werden auch Auswahlverfahren unter Hilfe von Zufallszahlentabellen genutzt, die aus Computerprogrammen (Zufallszahlengeneratoren genannt!) entstehen. Eine zweistellige Zufallszahlentabelle ist in der Anlage 15.4. aufgeführt. Sollten mehr als zweistellige Zufallszahlen gebraucht werden, werden einfach mehrere Zahlenkombinationen hintereinander zusammengestellt.

Für die **Anzahl m** gilt die aus der obigen Testgröße abgeleitete These:

Aus einer Grundmenge von Maßen x mit $n > 1000$ reicht ein Stichprobenumfang von $m < 10$ immer aus, um die statistische Aussage mit 99-%iger Sicherheit treffen zu können.

Das heißt, dass aus einer Menge von etwa 620 gleichen Biegeformen schon 8 Biegeformen ausreichen, um die Kontrolle mit einer 99-%igen Sicherheit durchzuführen. Dazu wird das 1., das 10., das 100., das 200., ... Bearbeitungsteil etwa geprüft. Oder es werden zufällig 8 Stück entnommen und geprüft. Besser ist das Vorhergehende während der Fertigung. Das anfangs kurzfristige Prüfen und spätere nachlassen, liegt in der Natur der Sache, weil die Sicherheit am Prozessbeginn wichtig ist und dort zu korrigieren ist.

14.3 Die Urliste und der Stichprobenplan im Bewehrungsbau

Um die Qualität der Bearbeitung über die Aussagen der Statistischen Qualitätskontrolle zu erhalten, ist es notwendig **einfache aussagefähige Hilfsmittel** aufzubauen. Diese Hilfsmittel sind die so genannte „Urliste“ (oder auch „Strichliste“) und der „Stichprobenplan“.

Die **Urliste** ist das eindeutige Abbild einer Stichprobe und wird im Vorhinein hinsichtlich seiner Prüfwerte und deren Auswertung genau definiert. Eine Urliste ist im Bild 14.3 dargestellt.

Die Urlisten sind in einem **Stichprobenplan** konzentriert zu erfassen und über einen Zeitraum auszuwerten. Der Stichprobenplan ist die Summe aller Urlisten. Ein Stichprobenplan ist im Bild 14.4 wiedergegeben.

Die „Gliederungstiefe“ der Urliste und des Stichprobenplanes muss die zu prüfende Arbeit und seine Toleranzen in seinem Wesen erfassen und ist Ausdruck der Statistischen Qualitätskontrolle. Wichtig und fundamental ist die Bestimmung der **Wesensmerkmale am Bearbeitungsgegenstand**. Ob ein Maß oder eine Anzahl einer Stahlposition aufgenommen wird, hängt von der Bedeutung und der Qualität des Merkmals für den nachfolgenden Prozess ab.

Die Aspekte der Statistischen Qualitätskontrolle in der Geflechtvorfertigung:

Erstens ist die **Werkeingangskontrolle** aller Stahlbunde auf dem Anlieferschein durchzuführen. Dazu sind die Etiketten der Stahlbunde zufällig auszuwählen und in der Länge, der Stückzahl (beides wird realisiert, indem der Bundanfang und das Bundende jeweils in der Stückzahl gezählt wird und bei Nichtübereinstimmung auf mindestens einen kürzeren Stab im Bund geschlossen werden kann!) und dem Gewicht (nach der Berechnung Gesamtlänge multipliziert mit dem Metergewicht des Stabdurchmessers im Stahlbund!) mit dem Lieferschein zu prüfen und in einer Tabelle zu erfassen.

Zweitens ist die **Werkausgangskontrolle** stichprobenartig für gefertigte Stahlpositionen mit der Stahlliste in Stückzahl und Maßen durchzuführen. Dazu ist zufällig die in einer Bearbeitungsmaschine gefertigte Stahlposition auf dessen Maßhaltigkeit zu prüfen. Die Stichprobe kann bei 500 Bearbeitungsteilen weniger als 8 Teile umfassen. Kleinere Bearbeitungsmengen sollten nicht unter dem Stichprobenumfang fünf liegen. Dazu sind durch ausgewählte Personen täglich Urlisten zu erstellen, die in einem Stichprobenplan aufgenommen werden und monatlich vom Management im Bearbeiterteam (Qualitätslohn) ausgewertet werden müssen.

Die Aspekte der Statistischen Qualitätskontrolle im Geflechtaufbau:

Erstens müssen stetig stichprobenartige Kontrollen aufgebauter Teilgeflechte vorgenommen werden, um den Gesamtüberblick zu behalten. Dazu müssen in der Zeichnung zufällig Teilgeflechte ausgewählt und dokumentiert werden, die nach Anzahl und Stückzahl der Stahlpositionen, deren Durchmesser und deren Teilung zu kontrollieren und zu dokumentieren sind (Urlistenaufnahme).

So können beispielsweise in einem horizontalen Geflecht mit über 1000 m² Fläche meist mehr als 100 t Betonstahl nicht jede Stahlposition nachgezählt und beurteilt werden. Es ist eine Stichprobe von weniger als acht Unterflächen anzustreben, die in der Zeichnung festgehalten werden, und zu kontrollieren sind.

Zweitens sind die Prüfergebnisse in Urlisten (auch Niederschriften, allerdings immer in gleichen Schemata!) und damit in einem Stichprobenplan aufzunehmen, um sie analog vom Management (oder Auftraggeber) mit dem Bearbeiterteam (oder Auftragnehmer) auszuwerten.

Grundlage und Voraussetzung aller statistischen Qualitätsbewertungen sind die Einsichten und die Fähigkeiten des Managements in die Notwendigkeit der Abbildung von Prozessen in Zahlen, weil nur über Quantitäten auch Qualitäten bewertet werden können.

Kunde	Bauvorhaben	Zufällig ausgewählte Position	Biegeform		Anzahl		Stab-Ø		Länge1		Länge2		Länge3		Abweichung (Angaben zu Längen und höhere Toleranzen) Bemerkungen
			Soll	IST	Soll	IST	Soll	IST	Soll	IST	Soll	IST	Soll	IST	
	Plan														
1.															
2.															
3.															
4.															
5.															
6.															
7.															
8.															
9.															
10.															

Prüfungen:

1. ungebogene Pos. < 5m

2. ungebogene Pos. < 5m

3. ungebogene Pos. < 5m

4. ungebogene Pos. ≥ 5m

5. gebogene Pos. Hd

6. gebogene Pos. Hd

7. gebogene Pos. Hd

8. gebogene Pos. Aut

9. gebogene Pos. Aut

10. gebogene Pos. Aut


Biege-
längen:

1

2

1

2



Anzahl der Fehler :

Stk.

Stk.

Stk.

Stk.

Stk.

Stk.

Anzahl der Abweichungen in den Maßgruppen :

ungebogene Pos. < 5m - Stk.:

ungebogene Pos. ≥ 5m - Stk.:

gebogene Pos. - Stk.:

von cm : -3,5 -3 -2,5 -2 -1,5 -1 -0,5 -0,0 +0,5 +1 +1,5 +2 +2,5 +3 +3,5

bis cm : -4,0 -3,5 -3,0 -2,5 -2,0 -1,5 -1,0 -0,5 +0,0 +0,5 +1,0 +1,5 +2,0 +2,5 +3,0

Toleranz-
Bereiche

Maßgruppe

3

2

1

0

-1

-2

-3

Bild 14.3 Beispiel einer Urliste der Biegeformenprüfung in einer Betonstahlbiegerei

Länge 3
gesondert ausweisen

Prüfer:
Datum:

Unterschrift :

14.4 Zur Ökonomie der Statistischen Qualitätskontrolle

Die Ökonomie kommt schon im Wort „Statistische Qualitätskontrolle“ zum Ausdruck, weil eine statistische Kontrolle immer eine „Auswahlkontrolle“ ist und die zu kontrollierenden Teile ausgewählt und möglichst klein in der Anzahl gehalten werden, obwohl die Gesamtmenge (Grundgesamtheit), die zu kontrollieren wäre, sehr groß ist.

Es ist immer zu unterscheiden zwischen einer **normalen Qualitätskontrolle** und einer **Statistischen Qualitätskontrolle**. Unter normal würde damit die vollständige Kontrolle verstanden werden, während die statistische eine Auswahlkontrolle gewährleistet. Ist die normale Kontrolle eine 100-%ige Kontrolle, in der jedes Ergebnis/Ereignis/Zustand auf seine Größe kontrolliert wird, womit auch eine 100-%ige Gewissheit für die Beobachtung geschlussfolgert werden kann, gilt für die statistische nur eine geringe (teilweise sehr geringe) anteilige Kontrolle der Werte, die logischerweise mit wesentlich weniger Aufwand einher geht, aber in der Auswertung gewisse theoretische Erkenntnisse bringt.

Die Statistische Qualitätskontrolle beruft sich auf eine Stichprobe und damit auch auf eine gewisse Sicherheitsaussage, die nicht zu 100% gilt, sondern nur zu 95-, 99- oder 99,9-%iger Sicherheit.

Also wird die Aussage mit einer Sicherheit garantiert, oder die Aussage hat eine Unsicherheit von 100% minus der Sicherheit.

Die relative Genauigkeit der statistischen Methode zeigt auf, dass die Relativität in der statistischen Aussage sich verbürgt. Diese Relativität darf nicht zur Verneinung statistischer Verfahren führen, wie der umgangssprachliche Witz: „Glaube nie einer Statistik, die du nicht selbst gefälscht hast!“, weil die Aussagen der Statistik in erster Linie ein **ökonomisches Problem** beinhalten, nämlich das, dass nicht alles geprüft werden muss, was zur notwendigen Kontrolle vorliegt, sondern nur eine gezielte Auswahl, die wiederum reicht, um eine Güteaussage über die Gesamtmenge zu geben. Und das natürlich bei einem relativ kleinen Fehler. Der Fehler ist teilweise so klein, dass er jederzeit die statistische Untersuchung rechtfertigt, oder eine umfangreichere Untersuchung ausschließt.

Ein Beispiel einer statistischen Kontrolle zeigt den zeitlichen Vorteil:

2000 Stück der Biegeform 50 (Bild 5.7) sollen geprüft werden und die Entscheidung getroffen werden, ob sie auf die Baustelle zum Einbau geschickt werden sollen oder nicht.

Mit einer Stichprobe von zufällig 10 Bügelformen, die alle im Toleranzfeld liegen, kann die Befürwortung des Transports zur Baustelle erfolgen, weil die Testgröße den Umfang 10 mit 99-%iger Sicherheit zulässt.

Wäre die statistische Methode nicht erkannt worden und nicht möglich, könnten beispielsweise Wareneingangskontrollen in der Massenproduktion nur mit undenkbar vielen Menschen realisiert werden, die wiederum in unverbindlich langen Zeiträumen Eingangskontrollen realisieren.

Gleiches steht auch für die Ausgangskontrollen von Massenprodukten.

Werden hingegen die Gesetze der Mathematischen Statistik angewendet, so ist zumindest ein sichereres Gefühl in der Beurteilung großer Produktlose möglich. Es werden die ablaufenden Bearbeitungsprozesse ruhiger beurteilt und das auch bei sehr großen Stückzahlen (weit über die Zahl Tausend hinaus). Eine im Bewehrungsbau ständig vorkommende Situation.



15 Anlage: Eine Reminiszenz Stahl

Kein anderer Werkstoff hat die menschliche Zivilisation so geprägt wie Eisen in Form von Stahl. Wobei zwei neue Technologien in der Mitte des 20. Jahrhunderts die Stahlproduktion in der Produktivität und Qualität maßgebend beeinflussten.

Die Eisenzeit soll in Europa etwa 800 v. Chr. begonnen haben, als das Volk der Kizwadana's – seinerzeit am östlichen Rand des Schwarzen Meeres lebend – den hell scheinenden flüssigen Metalltropfen unter Einwirkung von viel Feuer aus einer Reihe von roten bis schwarzen Steinen erstmals fließen sah.

Seither wurde Eisen in hohen Öfen mit alternierenden Schichten aus Eisenerz und Holzkohle gewonnen. Es wurde eine Art leichtflüssiges und sprödes Gusseisen hergestellt, dass durch Schmieden zur entsprechenden Kompaktheit und zur Dichte Stahl geformt wurde. So war in den frühen Jahrhunderten das Fachwerk der Schmiede der eigentliche Hersteller des Stahles, der diesen Rohling dann auch gleichzeitig zu seinem notwendigen Verwendungszweck durch handwerkliche Verformungskunst verhalf.

Sehr wichtig war später die Erkenntnis, in das flüssige Eisen dosiert Luft einzublasen, um Stahl zu gewinnen. Die Dosierung von 1–2 % Kohlenstoff wurde viel später erst im 19. Jahrhundert als richtig erkannt. Im 19. Jahrhundert wurde Stahl in der Reihenfolge durch seine Entwickler benannt, dann die Bessemer-, die Thomas- und die Siemens-Martin-Öfen entwickelt und somit auf industrieller Basis hochwertiger Stahl in unterschiedlichen Güteklassen hergestellt.

Nach dem Zweiten Weltkrieg wurde erstmals technisch reiner Sauerstoff durch die Schlackeschicht in das Roheisen injiziert und damit die Dauer zur Herstellung von Stahl vorherige Verfahren von 10–12 Stunden auf jetzt 20–30 Minuten reduziert.

Darüber hinaus wurde seit Mitte des 20. Jahrhunderts die Elektrolichtbogentechnik (analog der E-Schweißtechnik!) im Ofen so entwickelt, dass sie sich zur Aufarbeitung des aus dem Recyclingprozess anfallenden Schrotts vollständig realisierte.

Dieser Produktivitätssprung war ein für die Stahlmengenproduktion wesentlicher technologischer Fortschritt. Die in Deutschland erkannte Technologie wurde in der Voest-Alpine im österreichischen Linz erstmals in großen Konvertern mit einer Charge bis zu 350 t Roheisen realisiert. Unabhängig von der Produktivität der neuen Technologie wurde die Qualität des erhaltenen Stahles weiter erhöht und in mehreren nutzbaren Güteklassen unterteilbar.

Die im Elektrolichtbogenofen aufgenommene Schrottmenge stieg schnell über 100 t und wurde abzüglich etwa 10 % Schlacke (dem Schrott anhaftender Nichtstahlanteil!) fast vollständig wieder in kürzester Zeit zu Stahl geschmolzen und anschließend analog im Strangguss zu Brammen gegossen.

Schließlich wurde im Anschluss an die Flüssigstahlerzeugung im Konverter das Stranggussprinzip entwickelt und die so genannte Bramme (Knüppel) im Querschnitt von etwa 10–50 × 10–50 cm und je nach Bedarf in der Länge von 1–10 m und mehr hergestellt. Auf seine Idee kam der US-Amerikaner Irving Rossi, der dem Deutschen Siegfried Junghans beim kontinuierlichen Vergießen von Messing zu Halbzeugen zuschaute und diese Technologie auf das Stahlstranggießen übertrug.

Diese Brammen werden mit Wasser gekühlt, um sie anschließend bei Temperaturen bei 1000°C zum Halbzeug – Trägerstahl, Rundstahl, Blechstahl – auszuwalzen. Da die Prozesse Stranggussgießen und Auswalzen nicht in jedem Fall technisch hintereinander ablaufen müssen, wird die Bramme nach dem Abkühlen zum standortseitig anders angesiedelten Walzprozess transportiert.

Damit wurde in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts die moderne Volkswirtschaft um eine wesentliche Arbeitsteilung bereichert, die die Produktivität und Qualität in der Stahlerzeugung

weiter anheben ließ. Es wurde die Bramme zum Produkt des Stahlwerkes und das Stahlhalbzeug Stab, Blech, Träger, Schiene u. a. zum Produkt des Walzwerkes.

Weltweit entwickelte sich eine Arbeitsteilung analog dem Automobilbau, in dem sich das Karosserie- und Montagewerk als ein zusammenhängender Standort durchsetzte, unabhängig von den Herstellungsorten der anderen Komponenten wie Motor, Getriebe, Fahrwerk u. a., die an anderen Standorten gefertigt wurden.

Die Logistik wurde damit zum bestimmenden Bestandteil der arbeitsteiligen Herstellung moderner Produkte und wird von den wissenschaftlichen Erkenntnissen der Computertechnik, besonders deren Softwarekomponenten im Paket „Einkauf – Stücklistenbearbeitung – Verkauf“, geprägt.

Insofern ist erkennbar, dass nicht nur das Stahlgeschäft andere Prozesse positiv beeinflusste, sondern auch dieses von anderen Entwicklungen maßgebend befruchtet wurde. Ein Indiz für die Bedeutung des Stahles für die Volkswirtschaften der Welt zeigt sich in den letzten Jahren, indem sich alle Halbzeuge Stahl preislich etwa verdoppelten. Sie sind heute aus dem modernen Bausegment und aus stabilen nutzbaren Körpern (z. B. Autos) nicht mehr wegzudenken, auch wenn es in jüngster Vergangenheit viele Versuche gab, sie durch andere Werkstoffe zu substituieren.

So wie der Werkstoff Stahl erkannt, genutzt und weiterentwickelt wurde, wird er weitere Jahrhunderte die Menschheit in ihrer Geschichte als treuer und verlässlicher Baustein begleiten. Zumal sein riesiger Vorteil im wohl umfassendsten und auch effektivsten Recyclingprozess mit besteht, indem je nach Gewinnungsart der Stahlsorte durchaus immer wieder 60–90 % des Ausgangsmaterials Stahl die Einschmelzung von verbrauchtem Stahl, nämlich Schrott, ist. Dieser Prozess läuft auf ein immer höheres Niveau des Stahleinsatzes in einer Volkswirtschaft hinaus.

Es ist zu erkennen, dass Völker, die länger schon mit dem Werkstoff Stahl bauen und umgehen, mehr Schrottabfall produzieren als andere, die es in der Vergangenheit weniger taten. Insofern wird Schrott zu einem weltweit begehrten Handelsgut und nimmt im Preis analog der vorherigen Abhandlung zum Stahl ähnlich progressiv zu.

Heute fährt Schrott genauso um die Welt zum Verbraucher (Stahlwerke!) wie Stahl (Endverbraucher!).

Heute im Jahre 2020 werden etwa 1,9 Mrd.t Roheisen weltweit produziert. Das geschieht vorrangig aus ca. 60 % Eisenerz und etwa 40 % Schrott. (Die Zahlen sind stark gerundet!)

Weiter werden mit der vollständigen Erzeugung aus Schrott etwa 0,6 Mrd.t Rohstahl im Elektrolichtbogenofen weltweit hergestellt.

Zusammen übergeben die Stahlhersteller demnach heute knapp 2,0 Mrd.t Rohstahl in Form von Brammen oder Knüppeln an die ersten Stahlverbraucher, die Walzwerke, weltumspannend ab.

Diese knapp 2 Mrd.t Rohstahl als Brammen werden auch zu etwa 100 % in die unterschiedlichsten Stahlhalbzeuge gewalzt und an die volkswirtschaftlichen Verbraucher – Autoindustrie, Maschinenbau, Bauindustrie u. a. – zur Weiterbearbeitung abgegeben.

Das Recyclingprinzip erfolgt demnach nur zu etwa 60 % über alle Stahlschmelzen hinweg. Dieser Anteil liegt auch in der Natur der Sache, nämlich im Verbrauch an Altmaterial im Herstellungsprozess selbst und im Zugewinn an neuen Produkten aus Stahl.

Es ist abzuwarten, wie sich diese Entwicklung weiter zeigt, weil der Anteil des Schrottumfanges zunehmen muss, wegen des fallenden Anteils Eisenerz, welcher in der Erdkruste logischerweise abnimmt oder in vorerst für die Menschheit unerreichbare Abbaugelände „zurückgeht“. So wird auch der Rohstahlbedarf in den nächsten zwanzig Jahren nur auf etwa 10–20 % geschätzt.

Literaturverzeichnis

- [1] Baar/Ebeling: Lohmeyer Stahlbetonbau, Bemessung – Konstruktion – Ausführung, 10. Aufl., Springer Vieweg, Wiesbaden 2017
- [2] Beer: Bewehren nach DIN EN 1992-1-1 (EC2), 7. Aufl., Springer Vieweg, Wiesbaden 2019
- [3] Deutscher Beton Verein e.V.: Betonhandbuch, Bauverlag Wiesbaden und Berlin, 3. Auflage 1995
- [4] DIN-Taschenbuch: Beton- und Stahlbetonarbeiten VOB/StLB, Beuth-Verlag Berlin, 6. Auflage 2002
- [5] Goldau: Bewehrung der Stahlbeton-Konstruktionen, Band 1–3, Bauverlag Wiesbaden und Berlin, 4. Auflage 1981
- [6] Hampe/Raue/Kaller: Stahlbeton Grundlagen, Verlag für Bauwesen Berlin, 1993
- [7] Kämpfe, A./Kämpfe, H.: Grundlagen der Zeit- und Preisplanung im Bewehrungsbau, ISB-Mitteilungen Sept/2012, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Kaiserswerther Str. 137, 40474 Düsseldorf
- [8] Kämpfe: Theoretische und praktische Probleme der Anwendung der Betaverteilung {>des zentralen Grenzwertsatzes} beim PERT-Verfahren, Wiss. Zeitschrift der TH Karl-Marx-Stadt, Jhg.1974, Heft 3 (Seite 447–453)
- [9] Kämpfe: Bewehrungstechnik aus der Sicht eines Biege- und Verlegebetriebes, Tagungsheft „Betonstahltag am 26.02.2004 in Berlin“, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Kaiserswerther Str. 137, 40474 Düsseldorf
- [10] Krass/Mitransky/Rupp: Grundlagen der Bautechnik, Vieweg + Teubner Wiesbaden, 2009
- [11] Herrmann/Krings: Kleine Baustatik, 18. Aufl., Springer Vieweg, Wiesbaden 2017
- [12] Kupfer: Der Betonbauer – Band IV – Die Bewehrungsarbeiten, Otto Elsner Verlagsgesell. Berlin-Wien-Leipzig, 1939
- [13] Leonhardt/Mönnig: Vorlesungen über Massivbau, Springer-Verlag Berlin/Heidelberg, 3.Auflage 1977
- [14] Meyer: Rissbreitenbeschränkung nach DIN 1045, Beton-Verlag Düsseldorf, 2. Auflage 1994
- [15] Moersch: Die neue deutsche Betonstahlnorm DIN 488, ISB-Mitteilungen 01/08, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V., Kaiserswerther Str. 137, 40474 Düsseldorf
- [16] Rußwurm/Fabritius: Bewehren von Stahlbetontragwerken, ISB e.V. Düsseldorf, 2002
- [17] Rußwurm/Martin: Betonstähle für den Stahlbetonbau, ISB e.V. München, Bauverlag Wiesbaden und Berlin, 1993
- [18] Schwarze: Projektmanagement mit Netzplantechnik, NWB-Verlag, 9. Auflage 2006
- [19] Storm: Wahrscheinlichkeitsrechnung, mathematische Statistik und statistische Qualitätskontrolle, 12. Auflage, Fachbuchverlag Leipzig, 2007
- [20] Vismann (Hrsg): Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln, 36. Aufl., Springer Vieweg, Wiesbaden 2018

Sachwortverzeichnis

A	
Abhacken	34
Abkühlmedium	33
Abstandshalter	129, 130, 151
Abstandsnormative	152
– für Abstandshalter	153
– für Unterstützungen	153
Abzugsmaß	54
Algorithmus	61
Anfangstermin	
– frühester	188
– spätester	189
Anhaltemaß	54
Anschluss	
– ausklappbarer	162
Anschlussstab	110
Anwendersoftware	62
Arbeit	197
Arbeitsgegenstand	193
Arbeitskraft	191, 193
Arbeitskräfteeinsatz	191
Arbeitsmittel	193
Arbeitsprozess	193
Arbeitsvorbereitung	68
Aufbaufaktor F	190, 191
Aufbaugewicht	129
Aufbaupreis	
– Bestimmung	193
Aufbauprinzip	128
Aufbauregel	120
Aufbauvariante	124
Aufbauzeit	84, 191
– hoch	187
– niedrig	187
– Stabdurchmessermittelwert	184
– Stabstahldurchmesser	183
Aufbauzeit D	191
Aufbauzeit M	191
Aufmaß	
– der Bewehrungsleistung	132
Aufwärtskompatibilität	88
Auslaufmaß	54
Außenmaß	53, 54, 124, 149
Aussparung	111
Aussteifungselement	118
– Einschweißen	116
Autogengasschweißen	38
B	
B500/KR	31
B500/WR	31
Bauelement	
– metallisch	149
– nichtmetallisch	149
Bauobjekt	13
Baustahlsorte	73
Bauteilmaß	53
Bemaßung	179
Beobachtung	197
Betonbremse	118
Betondeckung	
– äußere	151
– im Inneren	151
– innere	151
– nach außen	151
Betondeckungsnormative	151
Betoneinschütten	153
Betonriss	152

Betonstab		
– Rückbiegen	33	
Betonstabstahl		
– Substitution	171	
Betonstahl	25	
– Flechten	41	
– hochduktiler	26, 27	
– kaltgewalzter	33	
– Kennzeichnung	27	
– normalduktiler	26, 27	
– Richten	31	
– Toleranz	65	
– Trennen	34	
– Verformbarkeit	25	
– warmgewalzter	33	
Betonstahlbiegeform	66, 73	
– konstruktive Funktion	66	
– statische Funktion	66	
Betonstahlbiegetechnik	53	
Betonstahlbündel	72	
Betonstahlform	16	
Betonstahlgeflecht	6, 87, 88	
Betonstahlhersteller	31	
Betonstahlkorb	71, 87	
Betonstahllage	71	
Betonstahllagermatte		
– Querschnitt	81	
Betonstahlmatte	71, 75, 88	
Betonstahlposition	15, 66	
– statische	69	
Betonstahlqualität	45	
Betonstahlrippung	27	
Beton-Stahlschweißen	38	
Betonstahlstab	75, 88	
– Einbauraum	63	
– gebogener (zweidimensionaler)	70	
– gerader (eindimensionaler)	70	
– verdreht gebogener (drei- dimensionaler)	70	
– Walznaht	65	
Betonstahlweiterverarbeiter	31	
Betonteil	175	
– Meterschnitt	171	
Betonverdichten	153	
Betriebssoftware	61	
Bewehren	128	
Bewehrung		
– Prinzip	151	
Bewehrungsfortführung	155, 162	
Bewehrungsgeflecht	6, 7	
Bewehrungskorb	7	
Bewehrungslage	129	
– Ebenheit	79	
– Planarität	79	
Bewehrungsleistung	131	
– Aufwand	84	
Bewehrungslösung	93, 112	
– optimale	93	
– praktische	108	
Bewehrungsmaß	124	
– Außenmaß	56	
Bewehrungsposition	8	
Bewehrungsprinzip	128, 152	
– allgemeines	128	
Bewehrungsprozess	128	
Bewehrungstechnik	59, 65	
– Grundökonomie	163	
Biegedorn	45	
Biegedorndurchmesser	31	
Biegedorndurchmesser d_{Br}	45	
Biegeeinheit	61	
Biegeform	15, 68, 88, 116	
– aufsitzende	127	

– Durchdringung	98
– Kombination	107
– Menge	68
– Produktion	68
– Toleranz	149
– unmaßstäbliches Zeichnen	68
Biegegeschwindigkeit	31, 45
Biegekraft	45
Biegekraftansatz	31
Biegekunde	59
Biegeliste	9
Biegemaß	53, 54, 59
– Wandereigenschaft	55, 57
Biegen	29
Biegeradienprinzip	30, 45, 59, 127
Biegeradius	127
Biegewinkel	58
– spitzer	57
– stumpfer	55
Bindeordnung	44
Blechbox	162
Bodenplatte	128
Bohrpfahl	4, 118
Bohrpfahlgründung	4
Bohrpfahlkorb	116, 118, 120
Bohrpfahltechnik	3
Bramme	23
Break-Even-Point	191
Brennschneiden	34, 38
Brücke	
– mit Bohrpfählen	117
Bügel	154
– einliegender	125
– umfassender	125
Bügelkorb	80
Bügelmatte	80

Bügelschloss	
– wechselseitiges Einbauen	105
Bügelstegmaß	154

C

CNC	59
CNC-Automat	59
CNC-Biegen	31, 59
Computer	61
Computer Numerical Control (CNC)	59
Critical Path Method (CPM)	189

D

Diagramm-Formel-Methode	195
Doppelschlag	43
Drahtmasche	128
Dressur	60
Dressurrolle	60
Druckkraft	13, 69
Dübel	169
Dübel/Zulagestab	
– Kombination	167
Dübelkopf	169
Dübelleiste	166
Duktilität	25, 26
Durchbiegung	166
Durchbruch	111
Durchdringen	80
Durchflechten	44
Durchmesser	
– tatsächlicher	63
Durchmesser d_s	20
Durchstanzkraft	165

E

Eckposition	110, 111
Einachsmatte	79

Einbaugeflecht	110
Einbauraum	157
Einfachschlag	43
Einheitsgewicht	131
Einzelgeflechtaufbaupreis	192
Eisenbetonbau	2
Eisenschmelze	23
Elektrodenschweißen	40
Elektrolichtbogenschweißen	40
Endtermin	
– frühester	188
– spätester	189
Ersatzstab	
– Querschnitt	171

F

Faustformel	176
Fehlerintegral	197
Fehlerkurve	197
Fehlertheorie	197
Fehlerverteilung	
– normierte	197
FEM	20
Fertigungsbreite	134
Fertigungstiefe	134
Filigrandecke	169
Filigrantechnik	5
Finite Elemente Methode	20
Finite Elementmethode	88
Fläche	88
Flächenbetonabstandshalter	129
Flechten	128
Flechtordnung	44
Flexen	34
Formfügen	37
Formgebung	
– spangebende	29

– spanlose	29
Formschluss	120
Fügen	37
– Formschlüssiges	37
– Kraftschlüssiges	37
– Stoffschlüssiges	37
Fundamentkorb	130
Fußkreuz	118
Fußplatte	118

G

Gebilde	
– räumliches	88
Geflecht	75, 88
– Abstandshalter	149
– Analyse	95
– Aufbauzeit	98, 183
– Aussteifung	118
– Belastbarkeit	151
– dreidimensionales	71
– Durchmesser	9
– eindimensionales	71
– einfaches	90, 187
– Einzelteilanzahl	89
– Einzelteile	9
– Fertigung	133
– gestreckte Länge	9
– Gewicht	9, 89
– Grundstruktur	75
– Herstellung	84
– Kompliziertheit	70
– Konstruktion	70, 133
– Lebensdauer	150
– Meterquerschnitt	89
– Passgenauigkeit	150
– Positionsanzahl	89, 187
– Positionsstückzahl	89

- räumliches..... 128, 163
- schwierig..... 90
- schwieriges 187
- Skizze 181
- Stabilität..... 150
- Stückzahl pro Position 187
- Synthese..... 95
- Unterstützung..... 149
- Verlängerung 155
- Verschweißung 120
- vertikales..... 153
- Vorfertigung 132
- zweidimensionales 71
- Geflechtaufbau..... 29, 70, 84
 - Preisbestimmung 192
 - Produktivität 71
 - Technologie 70
- Geflechtaufbauzeit..... 190, 191
- Geflechtaußenmaß 151
- Geflechtbau..... 5
 - Standard 5
- Geflechteinbau
 - Ablauf..... 188
- Geflechtelement..... 88
- Geflechtgewicht..... 73
- Geflechtherstellung
 - Kompliziertheit 191
 - Ökonomie 133
 - Technologie 132, 133
- Geflechtklasse
 - Aufwärtskompatibilität..... 88
- Gegenkraft 13
- Gesamtaufbaupreis 192, 193
- Gewicht..... 81, 93
- Gewichtsabbild 131
- Gewichtsberechnung..... 73
 - des Geflechts 131
- Gewichtsbestimmung 72
- Gewindeaufschneiden 158
- Gewindedrehbank..... 158
- Gewindestahl..... 25
- Großfertigteil..... 3
- Grundgeflecht..... 69
- Grundpreis 192
- Gütekontrolle..... 197
- H**
- Hammer-Amboss-Prinzip..... 38
- Handherstellungszeit 135
- Hardware 61
- Häufigkeitsverteilung 197
- Herstellung
 - maschinelle..... 119, 134, 135
- Hochduktilität..... 26
- HS-Matte 80
- I**
- Interpolation
 - einfache lineare..... 186
- K**
- Kalkulationsrechnung..... 132
- Kaltverformung
 - Hauptregel 30
 - spanlose 29
- Kantenmaß
 - in Bügeln 98
- Kapazitätsdiagramm 193
- Kapazitätsliste 193
- Kapazitätsplanung 193
 - für Arbeitskräfte 195
- Kapazitätsrechnung 132
- Kehlposition 110, 111

Knochen	129
Köcherkorb	92, 93, 94, 98
Komplexdübelleiste	167
Konsolenkorb	95
Kontureneinhaltung	57
Konturmutter	159
Korb	88
– Herstellungszeit	134
Korbaufbauregel	118
Korbfertigung	92
Korbklasse	120
Korblösung	
– effektive	136
Korbstandard	134
Korbwendel	119
Kraft	13
Krafteinwirkung	
– schräge	165
Kraftfügen	37
Kraftschluss	120
Kreuzschlag	43
Kriechen	175
Kritischer Weg	188
Kunststoffbox	162

L

Lagermatte	76, 77, 83
– Nachteil	77
– Vorteil	77
Länge	
– gebogene	48
– gestreckte	48
Längsstab	119
– als Laststab	77
Lasteinwirkung	
– punktförmige	165
Leistungseinsatz	193

Listenmatte	76, 78
Los	134
Losgröße	135
Losumfang	134

M

MAG-Schweißen	40
Masche	41
– Ausführung	43
– Herstellung	43
Maschinenherstellungszeit	135
Maß	
– tatsächliches	28
Maßart	53
Masse-Hohlraum-Verhältnis	92, 132
Maßkette	149
– Geflecht	124
– im Geflecht	29, 56, 63, 66
– richtige	154
– Toleranz	64
Materialverformung	
– geringste	60
Matte	
– Querschnitt	81
Matteneinbau	85
Mattengesamtgewicht	83
Mattenhöhe	76
Mattenlage	
– obere	110
– untere	110
Mattenlösung	
– effektive	136
Mattenmeterquerschnitt	82
Mattenquadratmetergewicht	83
Mattentransport	132
Menge	
– der Biegeformen	66

– der Geflechte	66
Metallaktivgasschweißen	40
Meterquerschnitt	20
Methode des Kritischen Weges	189
Mindestbiegeform	16
Mindeststreckgrenze	25
Mittelwert	200
Momentenschlüssel	157
Monierung	2
Montagestab	129, 130
Muffenart	157
Muffenschraubverbindung	156
Muffenstärke	157, 158
Muffensteckverbindung	156

N

Nachfolgerbeziehung	188
Näherungslösung	
– des Schubproblems	108
Nenndurchmesser	63
Nennmaß	28
N-Matte	78
Normalduktilität	26
Normalprojektion	177, 178

O

Objekt	
– Abbild	177
– Herstellungstechnologie	181
– Konstruktion	181
Ordnungsprinzip	128
Orthogonalforderung	118

P

Passgenauigkeit	64, 150
Passmaß	53, 54
– Doppeldeutigkeit	53

Perspektivprojektion	178
Pfahlkorb	117, 133
Pfahlkorbbklasse	120
Pfahlkorbtransport	132
Plattengeflecht	110
Platte-Stütze-System	167
Platzbedarf	134
Positionsanzahl	8, 89, 93
Positionsstückzahl	8, 89, 93
Pressschraube	161
Pressschweißen	38, 39
Prinzip der geringsten Materialwalkung	60
Prinzipskizze	114
Produkte Betonstahlhalbprodukt	89
Produktivität	
– beim Flechten	44
– im Biegeprozess	45
Punkt	88
Punktabstandshalter	129

Q

Q-Matte	77
Qualitätskontrolle	
– statistische	199, 201
Qualitätsvergleich	33
Querschnittsmenge	20
Querstab	
– als Verteilerstab	77

R

Randbügel	72
Recken	33
Reduzierverbindung	158
Repräsentativität	200
Richteinheit	60
Richtprozess	32
Riffelstahl	28

Rippung	63
Riss	175
Rissbildung	176
Rissbreitenbeschränkung	175
R-Matte	77
Rückbiegen	
– kaltes	34
– warmes	34
Rüstprozess	134
Rüstzeit	134, 135
Rüttelklinge	123
Rüttelpfahlkorb	123

S

Sägen	34
Sauberkeitsschicht	149
Schlackeschicht	40
Schlaufe	43
Schlitzwand	118
Schlitzwandkorb	117, 118, 123
Schloss	103
– Länge	103
– orthogonales	104
– überzogenes	104
Schlosslängenregel	103, 104
Schlossspalt	105
Schmiedeschweißen	38
Schneiden	34
Schnittfläche	
– erforderliche	172
– gewählte	172
Schraubmuffensystem	157
Schraubverbindung	
– konische	158
– zylindrische	158
Schubbügel	103
Schubkraft	15, 165, 166
Schubkraftabtragung	169
Schubproblem	105
Schweißbaderzeugung	38
Schweißen	37
Schweißnaht	38
Schweißstoß	
– tragender	156
Schwierigkeitsgrad	193
Schwinden	175
Skizze	181
Software	61
Spaltmaß	105
Spannbeton	3
Spreizkraft	103
Stab	88
– überlappter	105
Stabeinbau	86
Stabilisator	116
Stabilisierungsmethode	
– am Korb	116
Stabilität	150
Stab-Knochen-Prinzip	128, 129, 130
Stablage	
– kreuzende	72
Stablängenmaß	54
Stablösung	
– effektive	136
Stabposition	
– Verschweißung	116
Stabstahl	
– Substitution	171
Stabstahldurchmesser	
– tatsächlicher	76
Stabstahlposition	131
– artgleiche	134
– konstruktive	19

– statische	19
Stahl	
– Abkühlung	33
– Ausglühen	33
– Eigenschaften	25
– Herstellungsdauer	23
– Toleranz	149
Stahlbetonbauteil	
– Aufbau	133
Stahlbetonbauweise	2
Stahlbetonbewehrung	6
– Wertschöpfung	10
Stahlbetonverbund	25
– Rissbildung	176
Stahldurchmesser	31
Stahlgeflecht	17
– Lebensdauer	151
Stahlhalbzeug	23
Stahlliste	9, 73, 89, 131, 132
Stahlposition	88, 133, 179
– konstruktive	69
Stahlquerschnitt	
– erforderlicher	20
– gewählter	21
Stahlquerschnitt A_S	69
Stahlschmelze	23
Stahlstab	
– Substitution	175
Stahlstabdurchmesser d_s	45
Stahlwerk	23
Standard	93
Standardkorb	133
Standardlösung	93
Standardverbindung	158
Steckmuffe	
– universelle	160

Steckverbindung	160
Stegmaß	154
– in Bügeln	98
Steuereinheit	61
Stichprobe	200
Stichprobenumfang	200
Stoß	114
Stoßbereich	114
Stranggussform	23
Stranggussverfahren	23
Streckgrenze R_e	25
Streuung	200
Stückzahl	
– hohe	134
Stumpfschweißverbindung	157
Stütze	166
– über eine Etage	106
Stützenkorb	133
– mit Konsole	95
Substitutionsrechnung	173

T

Teilung	18
Teilung t_s	20
Teilungsgefüge	129
Toleranz	
– der Maßkette	64
– des Betonstahls	65
Tragstab	129
Transport	
– gebogener Stäbe	132
– geschnittener Stäbe	132
– ungebogener Stäbe	132
Transportkosten	132
Trennen	29
– kaltes	34
– warmes	34

Trennfläche	
– Exaktheit	36
Trennmethode	
– spangebende	35
Treppenkorb	95, 98, 133

U

Überlappung	114
– Funktion	105
Überlappungsbereich	114
Überlappungsformel	155
Überlappungshöhe	29
Überlappungslänge	155
– kurze	156
Überlappungsstab	64
Überlappungstheorie	105
Überlegungshöhe	29
Umfassung	72
Umschließung	72
Untergeflecht	110
Unterzug	166
Unterzugkorb	116
Unterzugskorb	114, 115
Unterzugskorbform	115
Urliste	201

V

Verankerung	
– im Beton	27
Verankerungsfunktion	
– im Beton	28
Verformbarkeit	25
– Maß	26
– Wertausdruck	25
Verformungsregel	45
Verharrungsqualität	26

Verlängerung	
– mit Anarbeitung	157
– ohne Anarbeitung	159
– stumpfe	156
– überlappte	155
Verstärkung	166
Verteilerstab	17
Verteilung	18
Vorbereitungszeit	134
Vorfertigung	
– als Betonfertigteil	133
Vorgang	
– Linearität	189
– Parallelität	189
Vorgangsdauer	188, 190
Vorgangsliste	188
Vorläuferbeziehung	188

W

Walzwerk	23
Wandanschluss	80
Wandkorb	113, 114
Warmverformen	32
Warmverformung	32
– Regel	32, 37
– spanlose	29
Wendel	118
Werkstattzeichnung	68
Wertschöpfungssumme	10
Widerstandpunktschweißen	39
Wirtschaftlichkeit	
– Bewertungsmodell	136
Wirtschaftlichkeitsbetrachtung	134
Wirtschaftlichkeitsthese	135
Wochendiagramm	193

Z

Zeichnungsmatte.....76

Zeitdauer.....188

Zeitdauerbestimmung191

Zeitliste188, 193

Zeitplanung.....193

Zugfestigkeit R_m25

Zugkraft.....13, 69

Zugkraftaufnahme17

Zugkraftverteilung.....17

Zugstab17

Zulagenstab166

Zuordnungsrechnung.....186

Zweiachsmatte.....79