

„VORGESPANNTE FLACHDECKEN OHNE VERBUND
IN FREIER SPANNGLIEDLAGE
FÜR ANWENDUNGEN DES HOCHBAUES –
BEMESSUNG“

Diplomarbeit von:

Daniela PUFFER

Eingereicht am

Institut für Betonbau
Technische Universität Graz

Betreuung:

Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Lutz SPAROWITZ

Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael OLIPITZ

Graz, Jänner 2011

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Daniela Puffer

Graz, im Jänner 2011

DANKSAGUNG

Mein Dank gilt an dieser Stelle meinen Betreuern Herrn Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing Dr.techn. Lutz Sparowitz sowie Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Michael Olipitz für die wissenschaftliche Unterstützung bei der Verfassung der vorliegenden Arbeit. Weiters möchte ich mich ganz besonders bei Herrn Arch. Dipl.-Ing. Helmut Schober für seine „inoffizielle“ Betreuung bei der Erstellung meiner Diplomarbeit bedanken, indem er mir stets mit Rat und Tat zur Seite stand. Abschließend bedanke ich mich bei meinen Eltern, durch deren finanzielle Unterstützung mein Studium erst ermöglicht wurde.

VORWORT

Im Europäischen Raum wird Spannbeton hauptsächlich im Brückenbau eingesetzt, im Hochbau hingegen findet er selten Anwendung, obwohl gerade in diesem Bereich die Vorspannung dazu prädestiniert wäre, dem allgemeinen Wunsch nach immer schlankeren Tragwerken mit immer größeren Spannweiten nachzukommen. Insbesondere Flachdecken wurden und werden - wenn überhaupt - meist nur in Form von Fertigteilen wie Hohldielen oder Elementdecken in vorgespannter Weise ausgeführt.

Waren die Gründe dafür früher in den oftmals vermeintlich höheren Kosten, dem vermehrten Aufwand beim Verlegen, Vorspannen und nachträglichen Injizieren sowie der unklaren Normensituation, der Furcht vor dem Rechenaufwand, dem Fehlen geeigneter Fachkräfte und der mangelnden Erfahrung im Umgang mit Spannbeton zu finden, so sollten diese Hindernisse durch die Entwicklung von werkseitig bereits korrosionsgeschützten, verbundlos verarbeitbaren Monolitzen, immer leistungsfähigerer Berechnungs- und Bemessungssoftware und der Freien Spanngliedlage, sowie der Einführung des Eurocodes beseitigt worden sein.

Ziel dieser Arbeit ist es daher aufzuzeigen, dass vorgespannte Flachdecken und darüber hinausgehend vorgespannte Hohlkörperdecken mit relativ wenig Aufwand bemessen und Spannsteelbedarf sowie Bewehrungsgrad in Abhängigkeit von der Deckenschlankheit einfach ermittelt werden können.

Im Allgemeinen Teil der vorliegenden Arbeit wird kurz auf die Geschichte des Spannbetons und auf die Vorspannung generell eingegangen. Weiters sollen die Möglichkeiten des Einsatzes der Vorspannung im Hochbau aufgezeigt und ein kurzer Überblick über die gebräuchlichsten Deckensysteme, die Spannweitenbereiche, für welche sie wirtschaftlich eingesetzt werden können und die dafür erforderlichen Bauhöhen gegeben werden. Im Hauptteil wird die Freie Spanngliedlage vorgestellt, die Bemessung von Spannbetonbauteilen gemäß Eurocode erläutert und die der praktischen Deckenbemessung zugrunde liegenden Modelle und Annahmen beschrieben. Durch die abschließende tabellarische Zusammenfassung und Auswertung der Ergebnisse soll für den bemessenden Ingenieur eine Hilfestellung gegeben werden, um bei gegebener Geometrie und Belastung eine rasche Ermittlung der erforderlichen Anzahl an Spanngliedern vornehmen zu können.

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
VORWORT	I
1 GESCHICHTE DES SPANNBETONBAUS	1
2 VORSPANNUNG	14
2.1 Arten der Vorspannung	15
2.2 Grad der Vorspannung	20
2.3 Bewehrungsgrad	23
2.4 Berechnung von vorgespannten Tragwerken	25
2.5 Zeitabhängige Beton- und Stahlverformungen	28
2.6 Stützstreifenvorspannung, Feld- und Gurtstreifen	31
3 SPANNBETON IM HOCHBAU	32
3.1 Linienförmige Tragwerkselemente	32
3.2 Flächige Tragwerkselemente	35
3.3 Weitere Anwendungsgebiete	50
4 DECKENKONSTRUKTIONEN	52
4.1 Ortbetondecken	52
4.2 Teilmontagedecken	70
4.3 Vollmontagedecken.....	71
4.4 Stahl-Beton-Verbunddecken	74
5 DIE FREIE SPANGLIEDLAGE	76
5.1 Entwicklung der Freien Spanngliedlage	76
5.2 Konzept der Freien Spanngliedlage	78
5.3 Lage des Spanngliedes	78
5.4 Analytische Funktionen der Anhebungen bzw. Umlenkkräfte	79
5.5 Montage der Spannglieder	82
6 BEMESSUNG VON SPANNBETONBAUTEILEN	84
6.1 Grundlagen des Plattentragverhaltens	84
6.2 Spannkraftverluste	86
6.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)	89
6.4 Durchstanzen von Flachdecken	92

	Seite
6.5	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) 106
6.6	Abschätzung von Verformung, Spannstahlbedarf und Abminderung der Durchstanzlast 113
7	PRAKTISCHER TEIL - DECKENBERECHNUNG 116
7.1	Annahmen und Modellbildung 117
7.2	Berechnungsgrundlagen 124
7.3	Einwirkungen 125
7.4	Betondeckung und statische Nutzhöhe 131
7.5	Mindestbewehrung 133
7.6	Beispielhafte Berechnung einer Decke mit quadratischem Stützen- raster 134
7.7	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse 139
	SCHLUSSBETRACHTUNG UND AUSBLICK 144
	LITERATURVERZEICHNIS 145
	ABBILDUNGSVERZEICHNIS 148

ANHANG

	Seite
A	VT-CMM Spannglieder 152

1 GESCHICHTE DES SPANNBETONS

Die Zugfestigkeit von Stahlbeton variiert zwischen 8 und 14% seiner Druckfestigkeit. Bereits bei einer geringen Biegebeanspruchung entstehen daher Risse in der Zugzone, welche auch durch das Einlegen von Bewehrung nicht gänzlich verhindert werden können. Das Verformungsverhalten des gerissenen Betons ist jedoch rechnerisch schwierig und nur mit großen Unsicherheiten behaftet zu erfassen. Schon Ende des 19. Jahrhunderts versuchte man daher den Beton durch Vorspannen der Bewehrung dermaßen zu überdrücken, dass zumindest im Gebrauchszustand Risse vermieden werden und ein quasi linear-elastisches Verhalten des Betons gewährleistet werden kann.^[45]

Im Gegensatz zur erfolgreichen „Relancierung“ des Baustoffs Stahlbeton (das sogenannte „opus caementitium“ wurde bereits in der Antike eingesetzt) waren bei der Entwicklung des Baustoffes Spannbeton des Öfteren Fehlschläge zu verzeichnen – die Geschichte des Spannbetons ist daher geprägt durch das Lernen und Weiterentwickeln aus begangenen Fehlern, negativen Erfahrungen und den daraus gewonnenen Erkenntnissen.

Das Prinzip der Vorspannung ist jedoch keinesfalls eine Erfindung der Neuzeit wie beispielsweise die radiale Druckvorspannung der Fassdauben durch Fassreifen zur Erzielung von Dichtheit bzw. die Anwendung der Vorspannung bei Holzrädern (die schlanken Speichen erfahren dank der aufgeschrumpften Eisenreifen nur Zugkräfte) zeigen.^[30] Auch die Sanierung der Peterskuppel (1742/1743) durch den Einbau zusätzlicher eiserner Zugglieder zur Sicherung und Rückbildung der aufgetretenen Risse^[47] kann als eine der ersten bewussten Anwendungen der Vorspannung angeführt werden.

Als Begründer des modernen Spannbetons werden heute P. H. Jackson (Vereinigte Staaten), der 1886 ein Patent auf die Verwendung gespannter, teilweise extern geführter Zugstäbe mit mechanischer Verankerung zur Tragfähigkeitserhöhung von Fertigteilelementen anmeldete^[59], sowie W. Doehring (Deutschland), der beinahe zeitgleich ein unabhängiges Patent zur Vorspannung mittels im Betonquerschnitt geführter, gespannter Stahleinlagen erhielt, genannt – beides Beispiele für Vorspannung ohne Verbund. 1906 konzipierte M. Koenen (Deutschland) dann das Spannbettverfahren, indem er die Bewehrung – wie auch heute noch üblich - in gespanntem Zustand einbetonierte.^[45]

Die damaligen Stähle hatten im Vergleich zu den heute verwendeten Spannstählen allerdings eine sehr geringe Festigkeit bzw. Streckgrenze, der in Gebrauch befindliche Beton wies zudem ein ausgeprägtes Kriech- und Schwindverhalten

auf. Dies führte dazu, dass die aufgebrachte Vorspannkraft nicht nur durch sofortige Verluste aus Schlupf und elastischer Verkürzung des Betons sondern auch durch zeitabhängige Verluste aus Spannstahlrelaxation sowie Kriechen und Schwinden des Betons, bald „verlorenging“.^[59]

1919 entwickelte K. Wettstein die sogenannten Wettstein-Bretter indem er Beton-
dielen mit Klaviersaiten vorspannte – er verwendete dabei nicht nur erstmalig
hochfesten Stahl, sondern nutzte auch, bedingt durch die große Mantelfläche der
dünnen Drähte, den Haftverbund zwischen Beton und Spannglied. Seine - wenn
auch unbewussten - Erkenntnisse waren wegbereitend für die Weiterentwicklung
des Spannbetons.^[45]

Die wirksame Einsetzbarkeit des Spannbetons konnte jedoch erst durch
Freyssinet und Seailles (Frankreich) forciert werden – sie nutzen die material-
technischen Errungenschaften ihrer Zeit und setzen neben hochfestem Stahl
auch höherwertigen Beton ein (das 1928 von ihnen patentierte Verfahren sah
Spannstahlspannungen vor, die das 7-fache der bis dahin üblichen Spannungen
betrugen), um den (vollständigen) Abbau der initiierten Vorspannung zu verhin-
dern. Freyssinet war es auch, der erkannte, dass quer zur Spannrichtung einge-
legte schlaife Bewehrung durch die Behinderung einer Querdehnung eine Quer-
vorspannung erzeugt.^[25] Er untersuchte zudem die Erzeugung mehraxialer Vor-
spannung durch vorgespannte Bügel und die Tragfähigkeitserhöhung durch das
Umlenken des Spannstahls^[59], sowie das Kriechen und Schwinden des Betons
und deren Einfluss auf die Vorspannung. Seiner intensiven Forschung sind Ent-
wicklungen wie hochfeste, mörtelarme Betone und die Anwendung der Rüttelver-
dichtung zu verdanken.^[25]

Im deutschen Raum erkannte die Firma Wayss und Freytag rasch das Potential
des neuen Prinzips, sicherte sich das Patent und führte daraufhin umfangreiche
eigene Untersuchungen durch, um das Verfahren theoretisch und experimentell
abzusichern, weiterzuentwickeln und wirtschaftlich nutzen zu können.^[45] In den
30-er Jahren des 19. Jahrhunderts wurden infolge dessen einige Pilotprojekte (z.
B. Brücken oder Hallenbinder) mit unterschiedlichen Vorspannkonzepten reali-
siert.^[59]

Anfang der 40-er Jahre des 19. Jahrhunderts legte Freyssinet den Grundstein für
die Vorspannung mit nachträglichem Verbund, indem er sich ein System paten-
tieren lies, bei dem die Bewehrung nach dem Erhärten des Betons vorgespannt
wird. Seine Idee wurde von unterschiedlichen Ingenieuren aufgegriffen, weiter-
entwickelt und auf den heute noch aktuellen Stand der Technik gebracht (bei-
spielsweise entwickelten N. Birkenmeier, A. Brandestini, N. R. Roš und K. Vogt
das BBRV-Verfahren, F. Leonhardt und W. Baur das sog. LEOBA-Verfahren und

konzipierte U. Finsterwalder für die Fa. Dyckerhoff und Widmann das DYWIDAG-Verfahren).^[45]

Durch die sukzessive Verbesserung der Baustoffe und die Weiter- bzw. Neuentwicklung von Spann- sowie unterschiedlicher Bauverfahren (Freivorbau, Vorschubrüstung, Taktschieben) konnte die Spannbetonbauweise insbesondere im Brückenbau die herkömmlichen Baumaterialien Stahl und Holz bald verdrängen. 1953 wurde – als erste dieser Art weltweit - eine Norm für die Dimensionierung und Bemessung von Spannbetonkonstruktionen in Deutschland eingeführt. Diese musste allerdings rasch verbessert und auf den jeweiligen Stand der Technik gebracht werden, da sie auf Grundlage der Erfahrungen bei der Konstruktion der wenigen, bis dahin ausgeführten Bauwerke und ohne Berücksichtigung bzw. Untersuchung des Langzeitverhaltens der Spannbetontragwerke erstellt wurde. Adaptionen waren beispielsweise die Reduktion von zulässigen Zugspannungen, Richtwerte für Mindest- und Mindestschubbewehrung, Mindestbetondeckungen sowie Robustheitsbewehrung, Einführung des Schubnachweises, die Begrenzung von Rissbreiten, die zwingende Verwendung von Rippenstahl, die Forderung nach Abdichtungen von Brückenfahrbahnen zur Vermeidung des Chlorid-Tausalzangriffes, ein verpflichtender Ermüdungsnachweis für Koppelungen, etc. Wie in seinen Anfängen, findet der Spannbeton auch heute noch - zumindest im europäischen Raum – seine Hauptanwendung im Brückenbau, seltener hingegen im Hochbau. In den Vereinigten Staaten allerdings sind sowohl vorgespannte Bodenplatten (slabs on ground) als auch vorgespannte Flachdecken sehr verbreitet. Eisenbahnschwellen und Schleuderbetonmaste werden - der Grundidee Koenens folgend - im Spannbett mit sofortigem Verbund als Massenprodukte hergestellt und durch die Entwicklung von geeigneten Bauverfahren wie z. B. Wickelverfahren, spielt der Spannbeton auch bei Behälterbauwerken (Kraftwerke, Speicher, Entwässerung) eine bedeutende Rolle.^[59]

1.1 KURZER ABRISS DER ENTWICKLUNGEN IM SPANNBETONBAU IN BESONDEREM HINBLICK AUF DEN HOCHBAU

1886 **P. H. Jackson** (San Francisco) spannt bogenförmige Fertigteilelemente mittels im unteren Bereich der Elemente angeordneter, teilweise extern geführter, angespannter Zuganker mit Schraub- oder Keilverankerung vor, welche zur Verwendung als Bürgersteige, Decken und Dächer vorgesehen sind. Zur Vermeidung von Spaltzug im Kraffteinleitungsbereich werden Profileisensträger bzw. Eisenplatten einbetoniert (US-Patent 375999 für "Construction of artificial stone and concrete pavements").^[59]

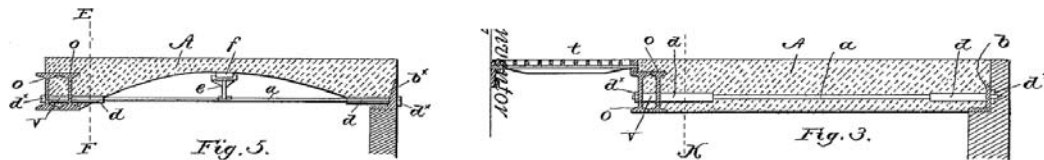


Abb. 1.1 Vorgespannte Betonfertigteilelemente nach Jacksons Patent, Längs- und Querschnitt
(Jackson, P.H.)

1888 **W. Doehring** (Berlin) nutzt im Betonquerschnitt liegende Bänder als Zugglieder zur Herstellung von Latten, Leisten oder Platten (Patent DE53548 vom 23.10.1888: „Einrichtung zur Herstellung von mit Draht durchzogenen, zu dem unter No. 49024 patentierten Abschluss für Balkenlagen zu verwendenden Latten“).^[59]

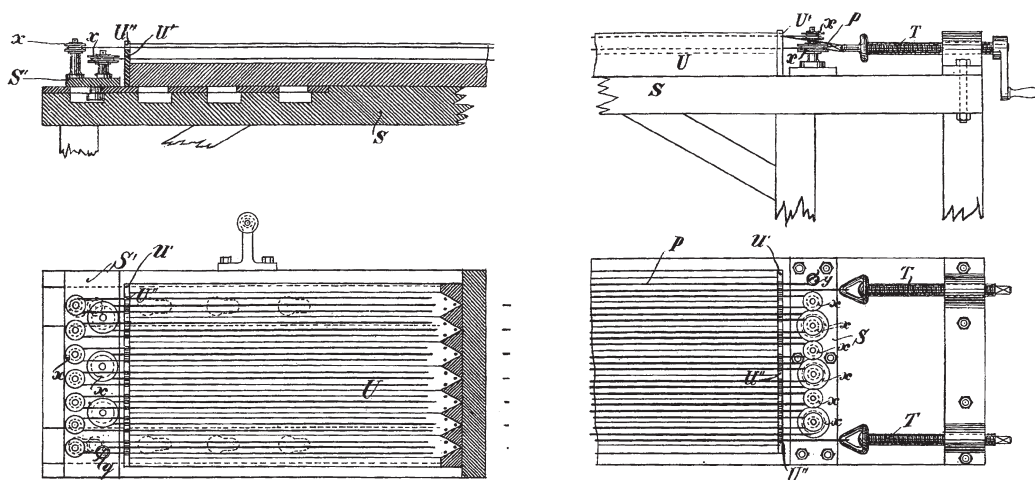


Abb. 1.2 Vorgespannte Betonfertigteilelemente nach Doehring's Patent, Längsschnitt und Draufsicht (Doehring, C. F. W.)

- 1905 **J. G. E. Lund** (Norwegen) nutzt am Rand von Deckenplatten einbetonierte, gespannte Stahlstäbe mit Gewindeverankerungen (angespannte Zuganker) zur Vorbeugung von Rissen im Beton und zur Sicherstellung einer Gewölbewirkung der Platten selbst (Patent US1020578). Er schlägt weiters vor, vorgefertigte Blöcke mit einem dazwischen liegenden, nach dem Vorspannen eingemörtelten Stab zu verbinden.^[25]

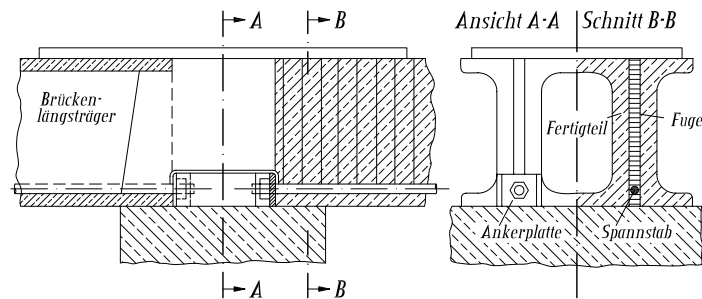


Abb. 1.3 Spannstäbe mit Gewinde, Ankerplatte und Mutter (Lund, J. G. E.)

- 1906 **M. Koenen** (Berlin) führt Versuche mit einer in gespanntem Zustand einbetonierten Bewehrung durch - Koenen erkennt dabei gemäß seiner Patentschrift DR249007 vom 18.01.1912, dass die Anfangsspannung des Betons durch Schwinden verlorenght und gibt weitere Versuche auf.^[25]
- 1910 **C. R. Steiner** (USA) schlägt vor, den Verbund mit den einbetonierten Stahlstäben im ganz jungen Beton durch leichtes Anspannen derselben zu zerstören, um diese dann nach weiterem Erhärten kräftiger anspannen zu können (Patent US903909). Bei ihm tauchen erstmals gekrümmte Spannglieder auf. **Zisseler**, (Deutschland) umwickelt Rohre mit leicht gespanntem Stahldraht. **C. Bach** und **O. Graf** experimentieren mit vorgepannter Bewehrung.^[25]
- 1916 **W. Wilson** (England) wendet polygonartig gekrümmte Spannglieder an, welche in gespanntem Zustand einbetoniert werden, ohne jedoch deren genaue statische Wirkung erkannt zu haben (englische Patentschrift 103681).^[25]

- 1930 **Vianini** (Rom) und **Züblin** (Stuttgart-Kehl) stellen etwa zeitgleich Schleuderbetonrohre mit vorgespannter Umwicklung her.^[25]
- 1932 **E. Freyssinet** errichtet Spannbetonmasten und -pfähle.^[25]
- 1933 **E. Freyssinet** wendet das Prinzip der Vorspannung bei der Sanierung eines Schiffsterminals (Gare Maritime) in Le Havre an.^[59]
- 1934 **F. Dischinger** (Berlin) spannt ganze Strukturen mittels hängewerkartiger Spannglieder, welche sich außerhalb des Betonquerschnittes, jedoch innerhalb der Bauhöhe des Tragwerkes befinden, vor (Patent DE727429). Er erkennt die statische Wirkung derselben und weist auf die Möglichkeit des Nachspannens zum Ausgleich von Schwind- und Kriechverkürzungen hin. Er entwickelt weiters ein Konzept zum Spannen ohne Verbund^[23] - das erste ausgeführte Bauwerk nach diesem Verfahren ist die Bahnhoftsbrücke von Aue (1936/37). Der dabei verwendete Stahl - St 52 - macht ein Nachspannen bereits sofort nach Inbetriebnahme notwendig.^[59]

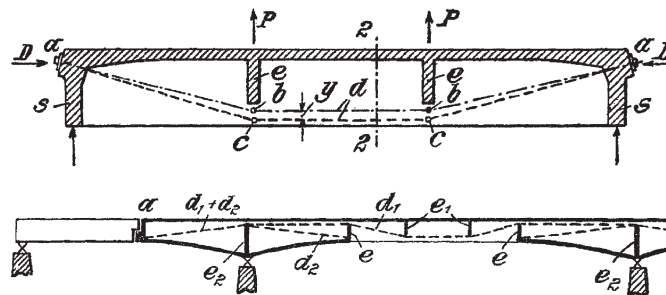


Abb. 1.6 Vorspannung mit außen liegenden Spanngliedern nach Dischinger, Längsschnitt Einhängeträger (oben) und Längsschnitt Gesamtbauwerk (unten) [5]

- 1935 **E. Freyssinet** entwickelt ein Verfahren zur Herstellung längs und quer vorgespannter Rohre für hohe Innendrücker^[25] - eine wendelförmig geführte Ring-Spannbewehrung wird dabei durch Aufweiten des frisch betonierten Rohres unter Flüssigkeitsdruck gespannt, die Längsvorspannung wird im Spannbett aufgebracht.^[24]
- U. Finsterwalder** (Berlin-München) unterspannt Balken mit einer mittigen Gelenkfuge, indem außerhalb der Stege liegende Zuganker durch auflagerseitiges Absenken der überhöht hergestellten Balkenhälften ange-

spannt werden (franz. Patent 816180, brit. Patent 495474, USA Patent 2155121). Die Überführung über die Autobahn bei Wiedenbrück mit 34,5 [m] Spannweite wird 1938 nach dieser Bauart („unterspannter Eingelenkbalken“) ausgeführt – allerdings findet das System keine Verbreitung.^[25]

- 1937 **U. Finsterwalder** schlägt vor, die Zugstäbe von Fachwerken erst nach der Aktivierung des Eigengewichts zu betonieren, um Nebenspannungen an den Knotenpunkten und Risse im Beton zu vermeiden. Der Stahl der Zugstäbe wird gleichzeitig mittels Ballastgewichten gedehnt, was eine leichte Vorspannung des Betons bewirkt. Fachwerke dieses Typs von bis zu 82 [m] Spannweite werden errichtet.^[25]

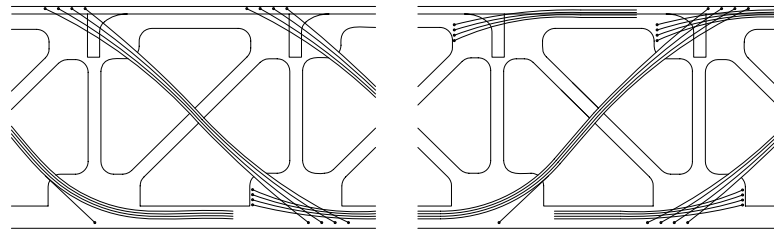


Abb. 1.7 Fachwerkträger der Mangfallbrücke (1957 – 1959) (Mehlhorn, G.)

- 1937 **E. Hoyer** (Hamburg) verzichtet auf mechanische Verankerungselemente und nutzt stattdessen die Reibung an der Grenzfläche zwischen Spannstahl und Beton, indem er sehr dünne Spannstränge verwendet (Patent DE744483: „Verfahren zum Herstellen von aufteilbaren Verbundbaukörpern“). Er erzielt höhere Flexibilität bei der Formgebung und ermöglicht die Herstellung großer Elemente (bis zu 100 [m]), die anschließend in gewünschte Längen geschnitten werden können. Hoyers Erkenntnisse fördern zudem die Erforschung der Drahtverankerung durch Verbund – das Prinzip findet heute vor allem beim Spannbettverfahren Verwendung. Die Verankerung der Stahleinlagen durch reine Reibung wird noch heute als „Hoyer-Effekt“ bezeichnet.^[59]
- 1939 **F. Dischinger** (Berlin) veröffentlicht seine Arbeit über die mathematische Behandlung der zeitlichen Auswirkungen des Schwindens und Kriechens insbesondere bei statisch unbestimmten Tragwerken.^[25]

1939 **E. Freyssinet** (Paris) begründet das Vorspannen nach dem Erhärten des Betons durch die Einführung von Drahtbündeln mit Keilverankerung.^[25]

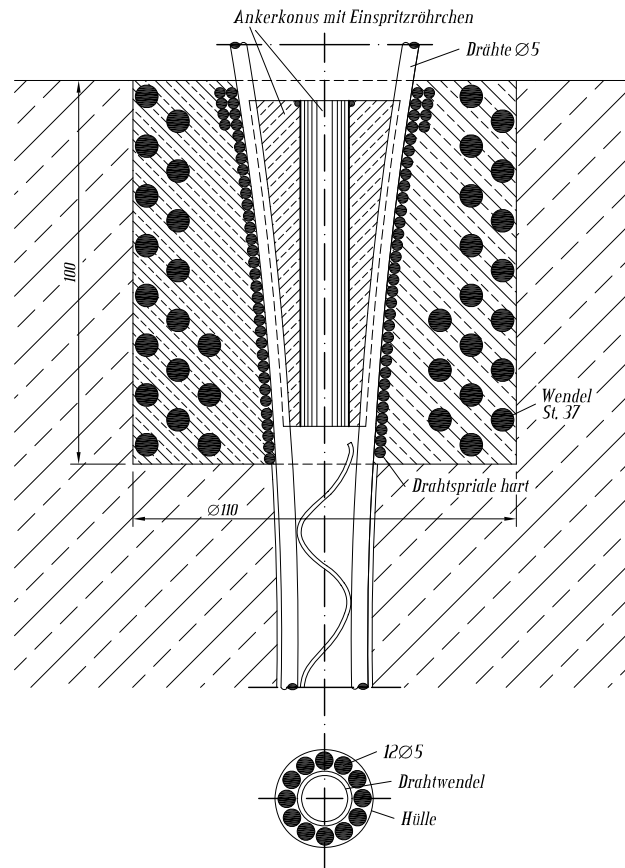


Abb. 1.8 Freyssinet-Verankerung für 12 Drähte in einem gemeinsamen Keilkonus, Schnitt vertikal und horizontal [25]

1940 **H. Schorer** (USA) schlägt vor, Spanndrähte vor dem Betonieren gegen einen Stahlkern („internes Spannbett“) vorzuspannen und diesen nach dem Erhärten des Betons wieder zu entfernen^[25], um Spannglieder so in gespanntem Zustand zu transportieren und zu verlegen - allerdings kann sich das System wegen des zu großen Aufwandes nicht durchsetzen.^[24]

1940 **G. Magnel** (Belgien) entwickelt Drahtkabel, bei denen Drähte mit regelmäßigen gegenseitigen Abständen in Blechkasten eingebaut, paarweise vorgespannt und mittels Stahlplatten verankert werden („sandwich plates“) als Gegenstück zur „Freyssinet-Verankerung“. Er beschreibt den Unterschied der Bruchlast bei Vorspannung mit Verbund gegenüber der-

jenigen ohne Verbund sowie das Kriechen der Stähle und die Wirkung der Vorspannung in statisch unbestimmten Systemen und entwirft Durchlaufträger mit gekrümmten Spannkabeln.^[25]

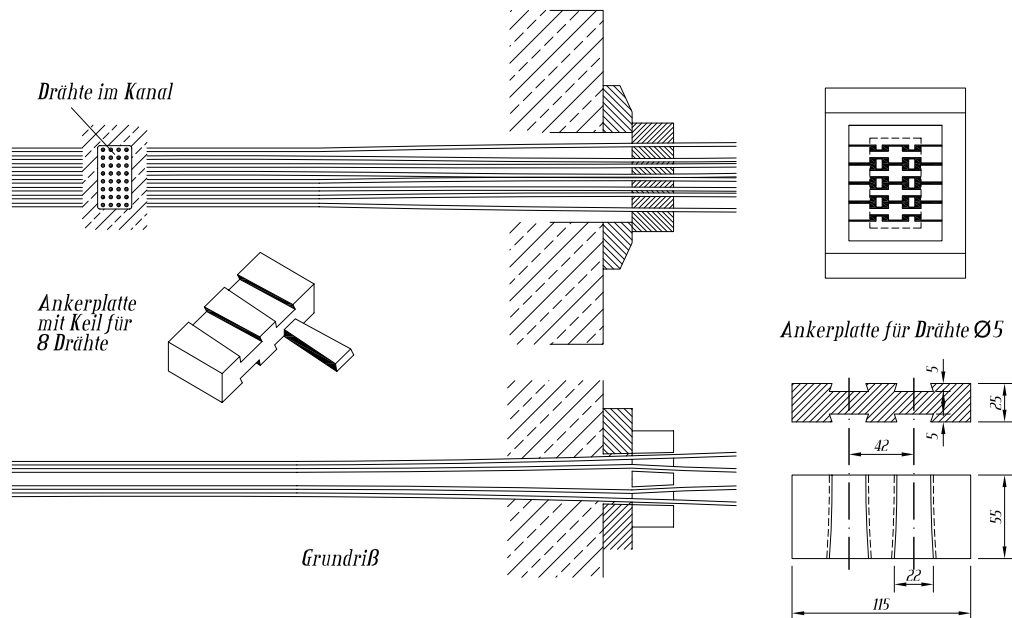


Abb. 1.9 Sandwich plates Keilverankerung von Magnel [25]

- 1940 Die erste vorgespannte Tonnenschale in Karachi (Pakistan) wird errichtet.^[25]
- 1941 Mit der Herstellung von Eisenbahnschwellen aus Spannbeton wird begonnen.^[25]
- 1941 Vorgespannte Fertigteilbalken für Kriegsbauten werden hergestellt (Hoyer bis bzw. Wayss & Freytag AG) - z.B. im Spannbett gefertigte Balken mit parabol-förmigem Obergurt von Wayss & Freytag AG.^[25]
- 1942 **P. W. Abeles** schlägt vor, Spanndrähte in Rillen von Betonfertigteilen zu verlegen und diese nach dem Spannen einzubetonieren.^[25]
- 1946 Die erste vorgespannte Start- und Landebahn auf dem Flughafen Orly bei Paris wird nach einem Entwurf von **E. Freyssinet** gefertigt.^[25]

- 1946 Spannbeton findet Eingang in den Hochbau: in Frankreich und England werden mehrfach Schalentragwerke vorgespannt (z.B. Tonnenschalen mit Magnel-Spanngliedern oder vorgespannte Schalensheds mit gekrümmt eingelegten Freyssinet-Spanngliedern). **Magnel** baut in Belgien Textilfabriken aus vorgespannten Fertigteilbalken beachtlicher Spannweite.^[25]
- 1948 **E. Freyssinet** errichtet einen rechteckigen Wasserhochbehälter mit den Abmessungen 33x45x5 [m] (≈ 7.000 [m³] Inhalt) aus Spannbeton in Orléans.^[25]
- 1948 **Morandi** (Italien) konzipiert das erste italienische Ankerverfahren - dabei werden Drähte, die zu je vier Stück gespannt werden, paarweise keilverankert.^[25]
- 1948 Die Firma **Preload Company** (New York) entwickelt eine Maschine zum Umwickeln kreisförmiger Behälter mit vorgespanntem Draht („merry go round maschine“) - hunderte Behälter mit Durchmessern bis zu 70 [m] bzw. mit Wasserhöhen bis zu 20 [m] aus Spannbeton werden gebaut.^[25]
- 1949 Von den Ingenieuren **M. Birkenmeier**, **A. Brandestini**, **M. R. Roš** und **K. Vogt** wird in der Schweiz das BBRV-Verfahren mit aufgestauchten Ankerköpfen konzipiert, welches es erlaubt, eine sehr große Zahl paralleler Drähte in einem Stahlankerstück gemeinsam zu spannen und zu verankern.^[25]
- 1949 **F. Leonhardt** und **W. Baur** entwickeln das Verfahren Baur-Leonhardt, bei dem Spannglieder in wenigen Gleitkanälen zusammengefasst und dann alle Kabel eines Bauteils gemeinsam angespannt werden. Sie realisieren den ersten vorgespannten Durchlaufträger mit kontinuierlichen Spanngliedern im Verbund und begründen weiters das Leoba-Verfahren, bei dem Einzelspannglieder auf bereits erhärtetem Einpressmörtel abgestützt werden. Auch führen sie Versuche zur Reibung von Spanngliedern durch und entwickeln reibungsmindernde Maßnahmen für große Spannkabel.^[25]

- 1949 Dyckerhoff u. Widmann KG (München) - insbesondere **U. Finsterwalder** – entwickeln die Vorspannung mit Stäben aus St90 mit kalt aufgewalztem Gewinde (Dywidag-Spannbeton). Aus wirtschaftlichen Gründen kommt dabei die beschränkte Vorspannung (vgl. Kap. 2) zur Anwendung.^[25]
- 1950 **Donovan H. Lee** (London) führt kalt verformte, hoch legierte Stahlstäbe mit Spezialgewinde als Spannglieder ein (Verfahren Lee – Mc Call).^[25]
- 1952 Anfänge des Spannbetonbaus in den USA – man beginnt mit der Fertigung von mit Litzen vorgespannten Balken im Spannbett (z.B. J. A. Roebeling's Sons Corp). In wenigen Jahren entstehen über 200 Fabriken für Spannbeton.^[25]
- 1950 Sowohl in Deutschland als auch in anderen Ländern entstehen Verfahren, bis
1953 den.^[25] Weitere Entwicklungen werden durch den Zweiten Weltkrieg und die Nachkriegszeit unterbrochen.
- 1950 Die Methode des Freivorbau bei Betonbrücken wird entwickelt - als Vorreiter fungiert U. Finsterwalder mit der Brücke über die Lahn bei Balduinstein. Zum Verfahren: die jeweils neuen Abschnitte werden mittels Vorspannung an die zuvor bereits erhärteten Abschnitte gespannt. Durch das Ausnutzen des Waagbalkenprinzips bei Durchlaufträgersystemen kann ein Rückspannen in den Baugrund entfallen - durch den Wegfall der Notwendigkeit aufwändiger Rüstungen wird der Freivorbau konkurrenzfähig zum Stahlbau.^[59]
- 1955 In Kalifornien werden erste Flachdecken vorgespannt^[8].
- 1959 Das abschnittsweise Bauen mit Vorschubrüstung wird entwickelt (Wittfoht, Strabag AG): die Rüstung wird nach dem Betonieren eines Abschnittes für das Betonieren des nächsten Abschnittes verschoben - die Vorschubrüstung lagert dabei auf den Pfeilern und dem vorderen Bereich des bereits hergestellten Überbauabschnittes auf. Jegliches Lehrgerüst kann entfallen, da jeweils ein ganzes Feld derart betoniert und vorgespannt wird. 1962 wird das Patent an **Mantscheff, Wittfoht** und **Ochsenbauer**

erteilt (Patent DE1255695 vom 21. 12. 1962: „Verfahren und Vorrichtung zum abschnittsweisen Herstellen von mehrfeldrigen Brücken oder ähnlichen Tragwerken“).^[59]

- 1964 **Leonhardt, André** und **Baur** (Patent DE1237603 vom 13.08.1964: „Verfahren zum Herstellen von langen Bauwerken, insbesondere Brücken aus Stahl- oder Spannbeton“) konzipieren das Taktschiebeverfahren, welches geprägt ist durch mechanisierte, fabrikmäßige Fertigung in sich wiederholenden Takten. In einer ortsfesten Schalung hinter dem Widerlager wird der Überbau in Takten von 10 [m] bis 30 [m] Länge hergestellt, die einzelnen Teilstücke werden dabei unmittelbar aneinander betoniert und durch zentrische Vorspannung miteinander verbunden. Anschließend wird der Überbau mittels hydraulischer Pressen um Taktlänge verschoben. Das Verfahren wurde erstmals beim Bau einer 450 m langen Autobahnbrücke über den Inn bei Kufstein angewendet.^[59]
- 1979 Die erste ohne Verbund vorgespannte Flachdecke in Deutschland wird realisiert.^[8]

2 VORSPANNUNG

Die geringe Zugfestigkeit des Betons führt dazu, dass dieser bereits unter geringer Belastung „reißt“. Bis zum Auftreten dieser Risse - als Zustand I bezeichnet - verhält sich der Verbundwerkstoff wie ein homogener Baustoff. Beim Übergang in den Zustand II - also im gerissenen Zustand - ändert sich die Spannungsverteilung im Querschnitt und die Verformung erhöht sich überproportional.^[60] Das Ziel der Vorspannung ist es nun, Zugspannungen - und somit Risse - im Beton zu vermeiden bzw. in vertretbaren Grenzen zu halten. Dies geschieht durch Erzeugung von Spannungen, die jenen entgegenwirken, die aus den äußeren Einwirkungen resultieren.^[49]

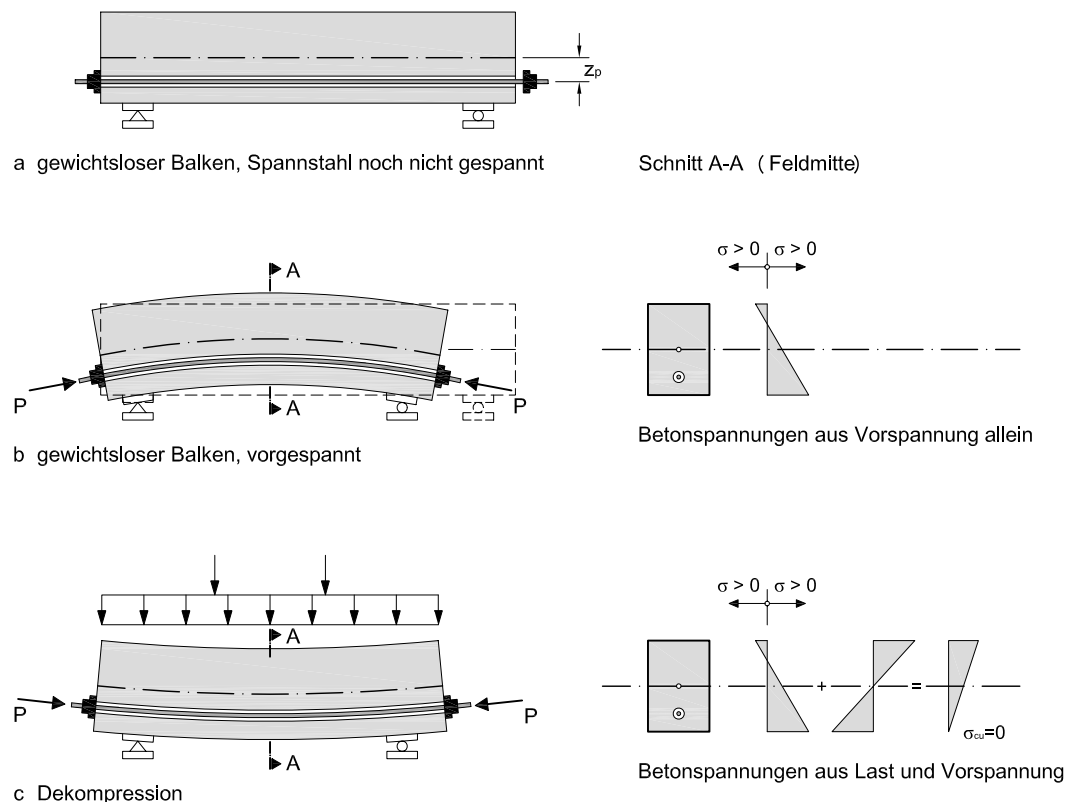


Abb. 2.1 Prinzip der Vorspannung am Beispiel eines Einfeldbalkens [60]

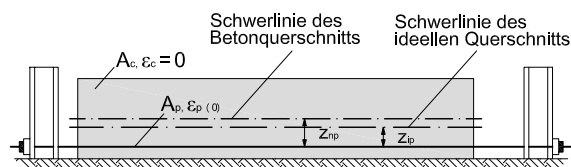
2.1 ARTEN DER VORSPANNUNG

2.1.1 VORSPANNUNG MIT SOFORTIGEM VERBUND (SPANNBETT- VORSPANNUNG)

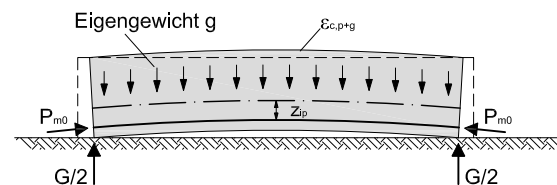
Profilierte Spanndrähte oder Litzen werden im Spannbett gegen Widerlager vorgespannt, erst dann werden die schlaife Bewehrung und der Beton eingebracht. Die Verankerungen der Litzen bzw. Drähte werden nach dem Erhärten, bei bereits wirksamen Verbund zwischen Beton und Spanngliedern, gelöst und die Vorspannkraft somit auf den Bauteil übertragen, der nun in beliebige Stücke geteilt werden kann. Die Litzen werden im Allgemeinen exzentrisch und geradlinig geführt bzw. - mit erheblichem Aufwand verbunden - eventuell punktuell umgelenkt. Die Vorspannung mit sofortigem Verbund wird generell bei Spannbetonfertigteilen eingesetzt.^[60]



a Vorspannen gegen Widerlager (Spannbettvorspannung)



b Einbringen des Betons, Erhärten



c Lösen der Verankerung

Abb. 2.2 Prinzip der Vorspannung mit sofortigem Verbund (Spannbettvorspannung) [60]

2.1.2 VORSPANNUNG MIT NACHTRÄGLICHEM VERBUND

Die Spannglieder - in der Regel Einzelstäbe mit großem Durchmesser oder Bündelspannglieder aus Litzen bzw. Einzeldrähten - liegen beim Betonieren schlaff in den Hüllrohren bzw. werden in diese erst nachträglich eingezogen, um nach ausreichendem Erhärten des Betons vorgespannt zu werden. Anschließend werden die Hüllrohre mit Zementmörtel verpresst - dies stellt nicht nur einen Verbund zwischen Spannglied und Beton sicher, sondern bietet auch, bedingt durch den Alkaligehalt im Zementmörtel, einen guten Korrosionsschutz. Zur Optimierung der Vorspannwirkung in jedem Querschnitt des Bauteils kann die Spannkabelführung beinahe beliebig erfolgen. Während des Spannvorganges tritt bei der inneren Vorspannung die sogenannte Innere Gleitung - also eine Relativverschiebung zwischen Litzen bzw. Drähten und deren Ummantelung - auf.^[60]

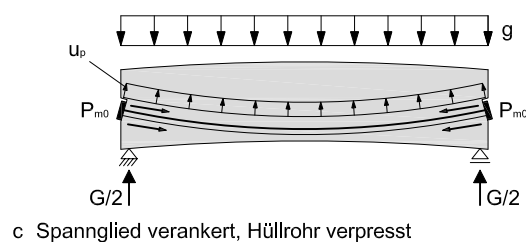
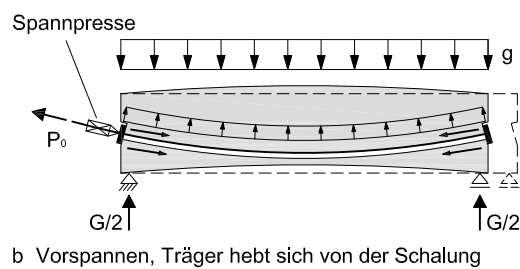
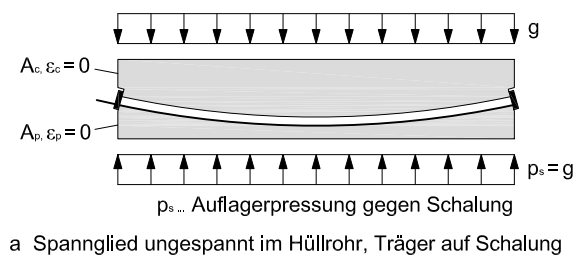


Abb. 2.3 Prinzip der Vorspannung mit nachträglichem Verbund [60]

2.1.3 INTERNE VORSPANNUNG OHNE VERBUND

Ähnlich wie die Vorspannung mit nachträglichem Verbund, allerdings entfällt das Verpressen mit Zementmörtel - der erforderliche Korrosionsschutz der Spannglieder muss durch Fett, Anstriche oder Vergleichbares sowie eine zusätzliche, werksmäßig hergestellte Kunststoffummantelung gewährleistet werden. Durch den fehlenden starren Verbund zwischen Spannglied und Beton führen sowohl Verformungen des Bauteils als auch lokale Zusatzbeanspruchungen (z. B. bei Rissen) zu Änderungen von Dehnungen bzw. Spannungen im Spannkabel über dessen gesamte Länge.^[60]

2.1.4 EXTERNE VORSPANNUNG

Die Spannglieder verlaufen außerhalb des Querschnittes entweder gerade oder werden über Sättel, Querträger oder Ähnliches umgelenkt. Sie bestehen aus einzelnen, PE-ummantelten und mit Fett korrosionsschutzten Litzen oder aus Litzen- bzw. Drahtbündeln in fettgefüllten oder nachträglich zementverpressten Hüllrohren. Der Spannweg wird hauptsächlich über die Äußere Gleitung - einer Relativverschiebung zwischen äußerer Ummantelung und Umlenksattel - realisiert, weshalb sie per se für interne Vorspannung ohne Verbund ungeeignet sind.^[60]

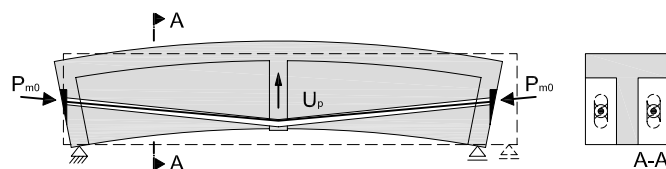


Abb. 2.4 Prinzip der externen Vorspannung ohne Verbund [60]

2.1.5 SONDERFORMEN DER VORSPANNUNG

VORSPANNEN DURCH UMWICKELN DES ERHÄRTETEN BETONS MIT GESPANNTEM DRAHT

Wickelverfahren finden vor allem beim Spannen von Rohren und kreisrunden Behältern Anwendung. Dazu werden Fertigteilrohre um ihre Achse gedreht und gleichzeitig mit gespanntem Draht umwickelt, bei Behältern wird der Spanndraht

mittels einer beweglichen Maschine aufgebracht. Für den Witterungs- bzw. Korrosionsschutz müssen die Behälter nachträglich mit einer Spritzbetonschicht versehen werden - welche allerdings „ungespannt“ bleibt und durch Schwinden bzw. unter Belastung Zugspannungen erhalten kann. Diese Spannungen können verringert werden, indem man die „Schutzschicht“ erst nach Aufbringen der Volllast appliziert.^[24]

VORSPANNEN GEGEN WIDERLAGER OHNE VERWENDUNG VON ZUGGLIEDERN

Dieses Verfahren ist nur dann anwendbar, wenn geeignete Widerlager vorhanden sind, um die relativ großen und oft in ungünstiger Richtung angreifenden Spannkkräfte aufzunehmen. Der Verlauf der Vorspannung im Betonbauteil kann nicht beliebig gesteuert werden, sondern ist durch die geradlinige Fortpflanzung der eingetragenen Kraft festgelegt. Ein weiterer und entscheidender Nachteil entsteht durch das Kriechen und Schwinden des Betons, wodurch die Spannkraft nach einigen Jahren wieder abgebaut wird. Weder das Vorspannen durch Einpressen von Mörtel (bei der Herstellung von Druckstollen durch Verpressen des Hohlraums zwischen Fels und Betonschale mit Zementmörtel) noch das Vorspannen über Spannfugen (mittels Druckkissen aus Blech, die im Bauwerk verbleiben oder mittels vorübergehend eingebauten Pressen - ebenfalls angewendet bei Druckstollen oder Betonfahrbahnen) haben sich bewährt.^[24]

VORSPANNUNG DURCH VORVERFORMUNG

Diese Methode findet vor allem bei Verbundträgern im Brückenbau Anwendung. Nach dem Montieren der Stahlträger erzeugt man durch Anheben der Stützen negative Momente und betoniert dann die Fahrplatte auf. Wenn der Beton erhärtet ist werden die Stützen wieder gesenkt, - es entstehen Druckspannungen, die allerdings durch Kriechen und Schwinden stark abgebaut werden.^[24]

VERFAHREN DER VORBELASTUNG

Bei Stahlbetonstäben (insbesondere Zugstäben von Fachwerken) wird das Auftreten von Betonzugspannungen bzw. Rissen vermieden, indem die Bewehrungsstäbe erst nach Aufbringen der Last - also in gespanntem Zustand - verfüllt

werden. Dies erzeugt einen Eigenspannungszustand zwischen Beton und Stahl ähnlich einer Vorspannung. Nach Entlastung des (bereits ausgehärteten) Tragwerkes entsteht eine Druckvorspannung im Beton, wohingegen die Zugspannung im Stahl verbleibt. Anwendung fand diese Methode zur Aufbringung einer Vorspannung bei Fachwerken des Ingenieurs U. Finsterwalder.^[24] (vgl. Kap.1)

SPANNEN DURCH SPREIZEN

Diese Methode wurde bedingt durch das Fehlen geeigneter Spannpressen in den Anfangsjahren des Spannbetonbaus entwickelt^[39] und erzeugt eine beachtliche Längsvorspannung; zwei Möglichkeiten kamen dabei zur Anwendung: das Spreizen zwischen symmetrisch verlaufenden Spanngliedern bzw. das Spreizen zwischen erhärtetem Beton und Spannglied. Das Verfahren wird heute noch gelegentlich für Sanierungen angewendet.^[24]

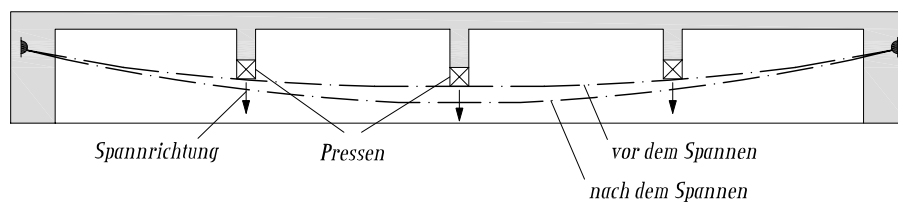


Abb. 2.5 Vorspannen durch Spreizen der Spannglieder nach einem Vorschlag von Dischinger [24]

2.2 GRAD DER VORSPANNUNG

War man zu Beginn der Entwicklung des Spannbetons noch bestrebt, Bauteile dermaßen vorzuspannen, dass unter den äußeren Einwirkungen keine Zugspannungen und damit verbunden auch keine Risse im Beton entstehen, so geht der Trend heute dazu, die Spannkraft auf ein wirtschaftliches, für die Gebrauchstauglichkeit erforderliches Maß zu beschränken. Man erkannte früh, dass sich ständige, sehr hohe Betondruckspannungen, wie sie durch Vorspannung entstehen, im Gebrauchszustand negativ auswirken und auch die Rissbildung aus Zwangseinwirkungen nicht vollständig verhindert werden kann. Die Tragfähigkeit bei einer Vorspannung, die so gewählt wird, dass planmäßige Zugspannungen im Bauteil auftreten können, wird durch zusätzliche, auch bei plötzlichem Spanngliedversagen erforderliche Betonstahlbewehrung gesichert.^[39]

Der Vorspanngrad κ wird zur Charakterisierung der vorhandenen Vorspannkraft bzw. der Größe der Betonzugspannungen in einem Bauteil verwendet. Gemäß [39] ist er wie folgt definiert:

$$\kappa = \frac{|\sigma_{c1,p}|}{\sigma_{c1(G+Q)}}$$

- mit $\sigma_{c1,p}$ Betonspannung aus statisch bestimmter und statisch unbestimmter Wirkung der Vorspannung am Querschnittsrand der vorge-drückten Zugzone im Zustand I (unter Berücksichtigung des Einflusses von Kriechen, Schwinden und Relaxation) im Gebrauchszustand
- $\sigma_{c1(G+Q)}$ Betonspannungen infolge äußerer Einwirkungen (G+Q) am Querschnittsrand der vorge-drückten Zugzone im Zustand I im Gebrauchszustand; zum Zwecke der Definition des Vorspanngrades wird dabei in der Regel der ungünstigste Lastfall aller vorliegenden Grundkombinationen angesetzt (einschl. Zwängungen)

Die jeweiligen Spannungen werden dabei unter Ansatz eines elastischen Materialverhaltens ermittelt.

Grenzwerte:

$$\begin{array}{ll} \kappa = 0,0 & \text{Stahlbeton} & \sigma_{c1,p} = 0 \\ \kappa = 1,0 & \text{volle Vorspannung} & |\sigma_{c1,p}| = \sigma_{c1,(G+Q)} \end{array}$$

Näherungsweise kann lt. [9] der Vorspanngrad auch über das Verhältnis der Bewehrungsmengen ermittelt werden:

$$\kappa = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}}$$

- mit A_p Querschnittsfläche des Spannstahls
 A_s Querschnittsfläche der statisch erforderlichen Bewehrung
 f_{pd} Bemessungswert der Zugfestigkeit des Spannstahls
 f_{yd} Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

Je höher der Vorspanngrad, desto größer wird naturgemäß die erforderliche Spannstaahlmenge und desto geringer wird der Betonstahlbedarf. Die zeitabhängigen Verformungen des Tragwerks infolge Kriechens nehmen ebenfalls mit der Größe des Vorspanngrades zu.^[39]

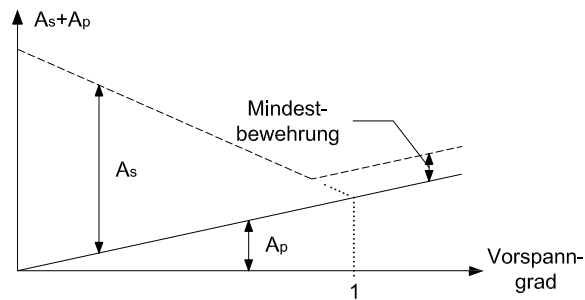


Abb. 2.6 Abhängigkeit der Betonstahl- und Spannstaahlmenge vom Vorspanngrad (schematisch) [39]

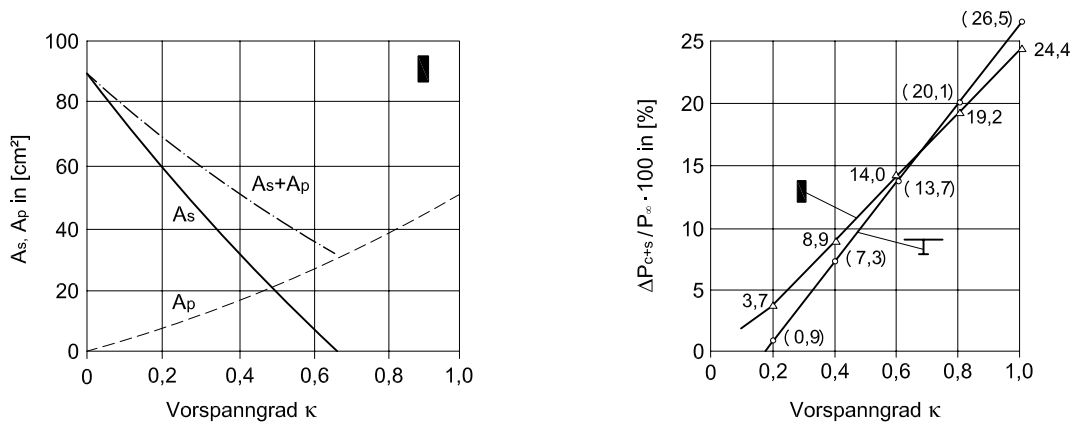


Abb. 2.7 Bewehrungsmenge und Spannkraftverluste in Abhängigkeit vom Vorspanngrad (Holst, K.-H.)

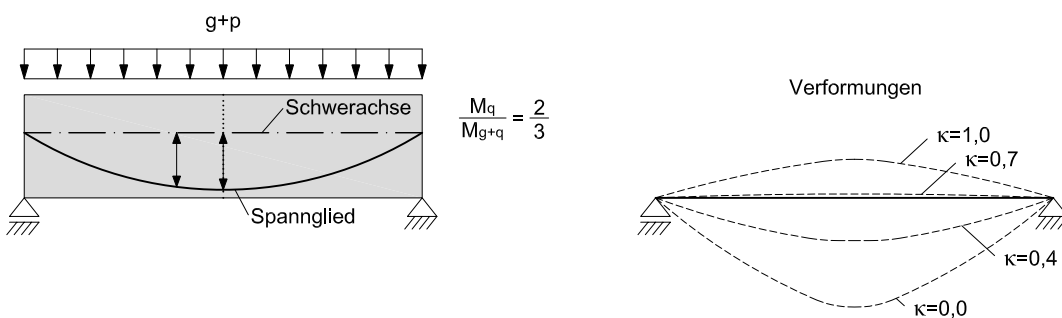


Abb. 2.8 Verformung unter Dauerlast in Abhängigkeit vom Vorspanngrad (qualitativ) [39]

Je nach Höhe der eingetragenen Spannkraft bzw. der zulässigen Betonzugspannungen kann der Grad der Vorspannung wie folgt eingeteilt werden:

2.2.1 VOLLE VORSPANNUNG

Die volle Vorspannung ist dadurch gekennzeichnet, dass im Gebrauchszustand - mit Ausnahme von Bauzuständen und wenig wahrscheinlichen Laststellungen - rechnerisch keine Zugspannungen infolge von Längskräften und Biegemomenten auftreten. Der Bauteil bleibt somit theoretisch im Zustand I.^[39] Allerdings können Zugspannungen – und somit Risse - aus der Einleitung der Vorspannkraft im Verankerungsbereich bzw. aus Temperaturzwängungen entstehen. Ebenfalls können sich schiefe Hauptzugspannungen durch Schub oder Torsion bzw. Querschubspannungen aus Verbundwirkung ausbilden.^[26] Als Vorteile können eine erhöhte Ermüdungsfestigkeit des Bauteils (Spannungsschwankungen im Zustand I sind geringer als im Zustand II), kleinere Durchbiegungen (ebenfalls bedingt durch den ungerissenen Zustand), sowie - als Folge der hohen Normalkraft - eine reduzierte erforderliche Schubbewehrung und eine minimale Längsbewehrung angeführt werden. Nachteilig hingegen wirken sich die hohen, zeitabhängigen Verformungen des Betons und die Erfordernis großer Spanngliedquerschnitte zur Aufnahme der hohen Spannkraft und - damit verbunden - konstruktive Schwierigkeiten besonders im Ankerbereich aus.^[39] Zum Einsatz kommt die volle Vorspannung vorwiegend dann, wenn Dichtheit und Rissefreiheit der betreffenden Bauteile von großer Bedeutung sind, wie z. B. im Behälter- oder Silobau.

2.2.2 BESCHRÄNKTE VORSPANNUNG

Im Gegensatz zur Vollen Vorspannung werden Zugspannungen bis zu einer festgelegten Grenze - stets unterhalb der Biegezugfestigkeit des Betons - zugelassen. Der Bauteil bleibt unter Gebrauchslast rechnerisch wiederum im Zustand I und somit ebenfalls rissefrei. Durch Temperaturzwängungen und Zwangsbeanspruchungen durch Schwinden können allerdings Zugeigenspannungen im Beton entstehen, welche die rechnerisch zur Verfügung stehende Zugfestigkeit herabsetzen. Beim Übergang vom Zustand I zum Zustand II nehmen die Betonspannungen in der Biegedruckzone eines Bauteils erheblich zu – erhöhte Kriechverformungen und Spannkraftverluste sind die Folge.^[39]

2.2.3 TEILWEISE VORSPANNUNG (VORGESPANNTER STAHLBETON)

Betonzugspannungen im Gebrauchszustand werden in beliebiger Höhe zugelassen, der Spannstahl dient dabei im Wesentlichen der Steuerung der Durchbiegung sowie gegebenenfalls der Rissbreiten. Eine teilweise Vorspannung wird dann aufgebracht, wenn entweder sehr hohe wechselnde Beanspruchungen auftreten - wie etwa bei Wasserbehältern oder Silozellen - oder bei Bauwerken, die selten durch hohe Lasten beansprucht werden (unter Maximalbelastung auftretende Risse schließen sich wieder). Auch bei Bauteilen, bei denen die spätere Nutzlast ein Vielfaches des Eigengewichtes beträgt - zum Beispiel bei π -Platten sowie bei einer angestrebten Verformungsreduktion von Flachdecken oder Kragstützen ist eine teilweise Vorspannung sinnvoll. Als Vorteile der teilweisen Vorspannung gegenüber herkömmlichem Stahlbeton können - wie vorstehend angeführt - geringere Rissbreiten und Deformationen, sowie geringere Spannungsschwankungen bei dynamischen Einwirkungen sowohl im Beton als auch in der Bewehrung angeführt werden. Günstig im Vergleich zur vollen bzw. beschränkten Vorspannung sind hingegen eine geringere ständige Druckbeanspruchung des Betons, ein duktileres Tragverhalten durch den erhöhten Betonstahlanteil sowie die Reduzierung der Spannkraftverluste aus Kriechen. Ebenso lassen sich sowohl die Spann- als auch die Betonstahlmenge optimieren und Spannmitgliedverankerungen einsparen.^[39]

2.3 BEWEHRUNGSGRAD

Der Bewehrungsgrad ist ein Maß für den Anteil der Armierung im Beton und somit in weiterer Folge auch für die Größe der aufnehmbaren Momente sowie das Verformungsvermögen (Duktilität) eines Bauteils. Um Sprödbrüche zu vermeiden und um insbesondere bei statisch unbestimmten Tragwerken für eine ausreichende Schnittkraftumlagerung zu sorgen, ist der Bewehrungsgrad sowohl nach oben - die Druckzonenhöhe soll so begrenzt werden, dass das Fließvermögen des Stahls ausgenutzt werden kann - als auch nach unten - ein schlagartiges Versagen soll durch die Einlage einer Mindestbewehrung verhindert werden, welche in der Lage ist, die bei der Rissbildung freigewordenen Zugkräfte zu übernehmen - beschränkt.^[21] Man unterscheidet dabei zwischen geometrischem und mechanischem Bewehrungsgrad.

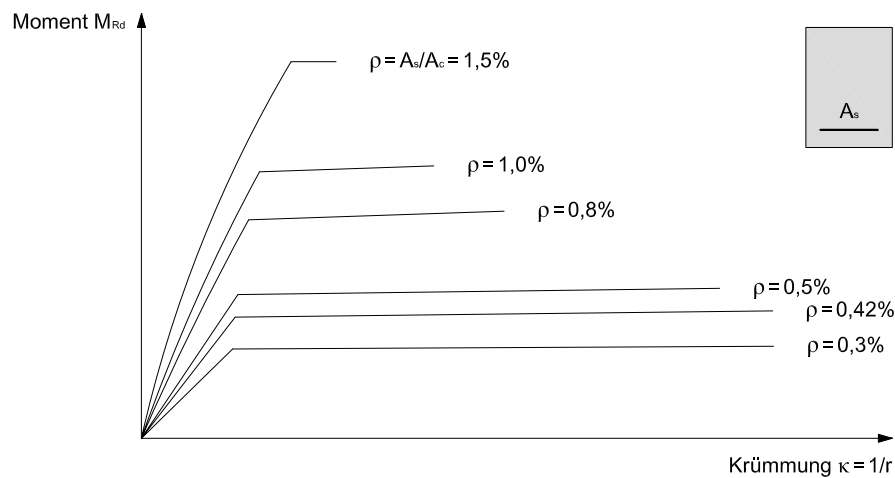


Abb. 2.9 Momenten – Krümmungsbeziehung für Rechteckbalken mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden [21]

Als geometrischer Bewehrungsgrad ρ wird das Verhältnis von Querschnittsfläche der Bewehrung zur Querschnittsfläche des Betons bezeichnet.

$$\rho = \frac{A_s}{A_c}$$

Beim mechanischen Bewehrungsgrad ω werden auch die Beton- und Stahlfestigkeiten berücksichtigt.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

mit	A_s	Stahlfläche
	A_c	Betonfläche
	f_{yd}	Bemessungswert der Stahlzugfestigkeit
	f_{cd}	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Zur raschen Abschätzung des Betonstahlbedarfs kann der Bewehrungsgrad auch in $[\text{kg}/\text{m}^3]$ angegeben werden. Für durchschnittlich bewehrte Bauteile gelten gemäß [64] folgende Werte:

Fundamente	60 – 80 [kg/m ³]
Wände	60 – 100 [kg/m ³]
Decken	90 – 150 [kg/m ³]
Balken	150 – 180 [kg/m ³]
Stützen	180 – 220 [kg/m ³]

2.4 BERECHNUNG VON VORGESPANNTEN TRAGWERKEN

Einwirkungen aus Vorspannung lassen sich bei statisch bestimmten Systemen einfach bestimmen, sie hängen von der Spanngliedführung (linear, polygonartig oder gekrümmt) und von der Lage der Kabel im Querschnitt in Bezug zur Schwerachse ab. Bei statisch unbestimmten Systemen allerdings ist es vorteilhaft, die Wirkung der Vorspannung durch äquivalente, auf das Betontragwerk wirkende äußere Lasten zu ersetzen – die sogenannten Umlenklasten. Bei polygonaler Spanngliedführung werden die Umlenkkräfte aus dem Kräftegleichgewicht am Umlenkpunkt ermittelt. Dementsprechend entstehen bei gekrümmter Spanngliedführung Umlenkkräfte, welche senkrecht zur Tangente an die Kurve des Spannglieds in Richtung des Krümmungsmittelpunktes orientiert sind. Aufintegriert ergeben diese bei parabelförmigen Spanngliedverlauf annähernd konstante Umlenklasten.^[39] Die Umlenkkräfte $u_p(x)$ lassen sich allgemein errechnen zu^[60]:

$$u_p(x) = P(x) \cdot \frac{d\Theta}{dx}$$

die Änderung des Umlenkwinkels entspricht der Krümmung:

$$\frac{d\Theta}{dx} = \frac{1}{r(x)} \quad \text{aus der Kesselformel lässt sich ableiten:}$$

$$u_p(x) = \frac{P(x)}{r(x)} = \quad \text{für kleine Umlenkwinkel gilt vereinfachend:}$$

$$u_p(x) = P(x) \cdot z''_{cp}(x)$$

mit $P(x)$ Spannkraft an der Stelle x

Θ Umlenkwinkel

$\frac{1}{r(x)}$ Krümmung an der Stelle x

$z_{cp}(x)$ Lage des Spanngliedes in Bezug zur Schwerachse

2.4.1 BERECHNUNG VON STATISCH BESTIMMTEN SYSTEMEN

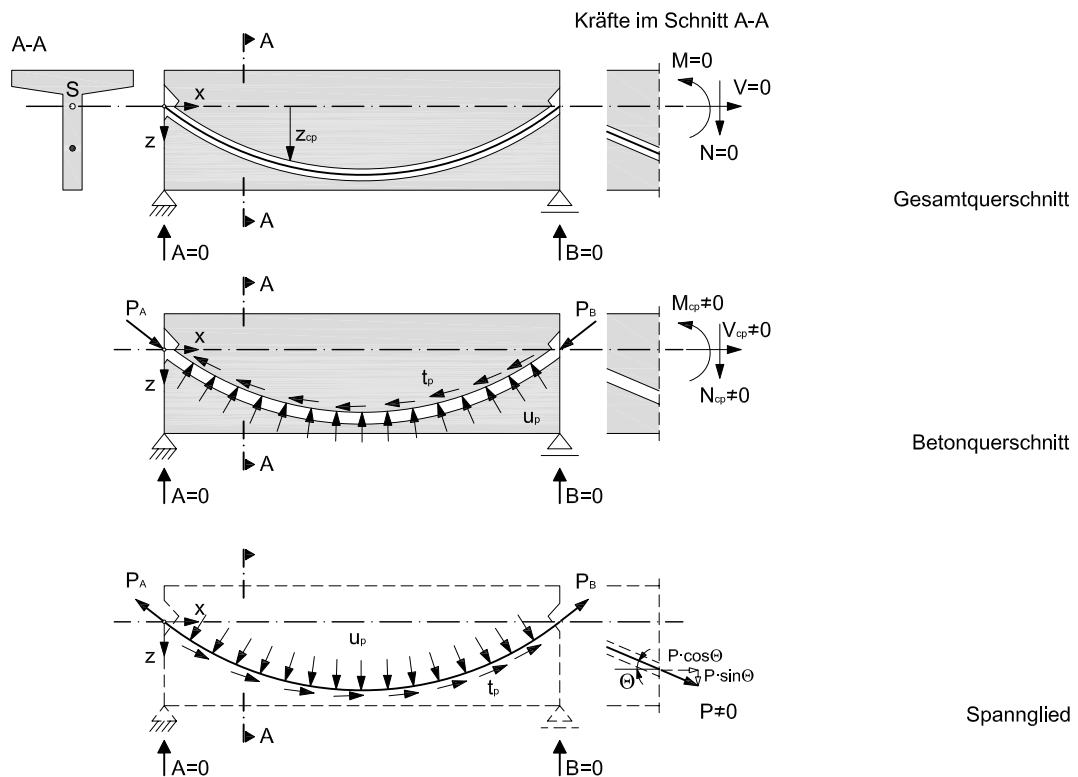


Abb. 2.10 Wirkung der Vorspannung bei statisch bestimmten Systemen [60]

Die Vorspannung erzeugt bei statisch bestimmten Systemen einen reinen Eigen Spannungszustand und Verformungen - in der Regel Verkürzungen und Verkrümmungen - können sich frei einstellen. Es entstehen dementsprechend keine zusätzlichen Auflagerreaktionen (Abb. 2.10). Schnittgrößen aus Vorspannung können wahlweise durch Gleichgewichtsbetrachtungen auf Querschnittsebene oder aus der Betrachtung des Gesamtsystems durch Umrechnung von Anker- und Umlenklasten in äußere Lasten ermittelt werden.^[60] Aus dem Kräfte- und Momentengleichgewicht am Querschnitt lassen sich folgenden Schnittgrößen gemäß [60] aus Vorspannung ermitteln:

$$\begin{aligned}
 N_{cp}(x) &= - P(x) \cdot \cos \theta & \text{für } \theta < 0,4 \text{ [rad]} & = - P(x) \\
 V_{cp}(x) &= - P(x) \cdot \sin \theta & \text{für } \theta < 0,4 \text{ [rad]} & = - P(x) \cdot \theta \\
 M_{cp}(x) &= - P(x) \cdot \cos \theta \cdot z_{cp} & \text{für } \theta < 0,4 \text{ [rad]} & = - P(x) \cdot z_p
 \end{aligned}$$

mit $\theta(x)$ Umlenkwinkel an der Stelle x
 $z_{cp}(x)$ Abstand des Spanngliedes von der Schwerachse

Um eine effektive Vorspannwirkung zu erzielen, sollten die Spannglieder im Bereich der Momentenmaxima und -minima aus den äußeren Einwirkungen möglichst große Exzentrizitäten zur Bauteilachse aufweisen. Im Gegensatz zur Vorspannung mit nachträglichem Verbund, wo die zusätzlichen Spannsteeldehnungen aus Belastung jenen des umgebenden Betons entsprechen, lassen sich diese bei verbundloser Vorspannung nur durch Formulierung von Verträglichkeitsbedingungen auf Bauteilebene bestimmen, da sich das Spannglied zwischen den Verankerungen frei dehnen kann.^[60]

2.5.2 BERECHNUNG VON STATISCH UNBESTIMMTEN SYSTEMEN

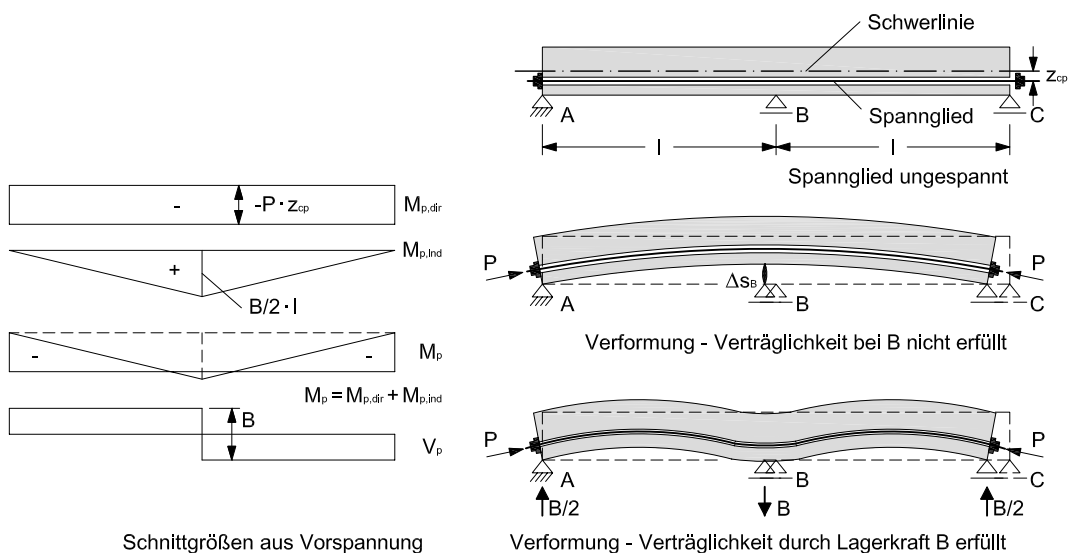


Abb. 2.11 Wirkung der Vorspannung bei statisch unbestimmten Systemen [60]

Anders als bei statisch bestimmter Lagerung von Tragwerken kann sich hier kein Eigenspannungszustand mehr einstellen, da die Deformationsbehinderung durch die überzähligen Lager in Abhängigkeit von der Spanngliederführung Zwängungs- und Auflagerkräfte hervorruft. Die Wirkung der Vorspannung kann nicht mehr durch eine reine Querschnittsbetrachtung erfasst werden - die Schnittgrößen setzen sich aus den Kräften und Momenten des statisch bestimmten Grundsystems (Eigenspannungszustand; Index „dir“ in Abb. 2.11) und den Zwängungsmomenten und -kräften aus der statisch unbestimmten Wirkung (Sekundärspannungszustand, Index „ind“ in Abb. 2.11) zusammen.^[39] Die Ermittlung der Schnittgrößen aus Vorspannung kann wahlweise über die Methode der Vorverformung oder di-

rekt über den Ansatz von Umlenk- und Ankerkräften erfolgen. Bei ersterer Methode werden die durch den Eigenspannungszustand hervorgerufenen Spannungen und Dehnungen als Vorverformung aufgebracht - die daraus resultierenden Schnittgrößen entsprechen dem statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung, welche mit dem statisch bestimmten Anteil überlagert werden müssen.^[60]

$$N_p = N_{p,dir} + \sum_i X_i \cdot N_i$$

$$V_p = V_{p,dir} + \sum_i X_i \cdot V_i$$

$$M_p = M_{p,dir} + \sum_i X_i \cdot M_i$$

Wird der vorzuspannende Bauteil in seiner Längsverformung behindert (im Hochbau beispielsweise durch aussteifende Tragwerkselemente) können Drucknormalkräfte aus Vorspannung nicht bzw. nur in beschränktem Umfang eingeleitet und Ankerkräfte nur bedingt angesetzt werden, während Umlenk- und Reibungskräfte davon unabhängig in vollem Ausmaß wirken.^[60]

2.5 ZEITABHÄNGIGE BETON- UND STAHLVERFORMUNGEN

Bedingt durch zeitabhängige Betonverformungen (zumeist Stauchungen) können sich die Vorspannkraft - und somit auch die Spannungen im Tragwerk - ändern. Des Weiteren führt das Kriechen des Betons bei statisch unbestimmten Systemen zu Schnittkraftumlagerungen.^[39]

2.5.1 KRIECHEN

Als Kriechen bezeichnet man die zeitabhängige Verformungszunahme unter dauernd wirkenden Lasten bzw. Zwängungen. Bis zu einer Beanspruchung, die Spannungen von bis zu 40% der charakteristischen Betondruckfestigkeit hervorruft, kann von einem linearen Zusammenhang zwischen Kriechen und Betondruckspannung ausgegangen werden. Darüber hinaus nehmen die Kriechdehnungen überproportional zu. Kriechverformungen können ein Vielfaches der elastischen Verformung ausmachen und hängen entscheidend vom Betonalter zu Belastungsbeginn ab. Die Ursache des Betonkriechens ist noch nicht restlos geklärt, jedoch ist durch zahlreiche Versuche erwiesen, dass das Betonkriechen fast ausschließlich durch das Kriechen des Zementsteins ausgelöst wird.^[12] Da-

bei wird chemisch nicht gebundenes Wasser durch andauernd wirkende Spannungen bewegt und umgelagert, bzw. es verdunstet. Wesentlich beeinflusst wird das Kriechen vom Wassergehalt (mit zunehmendem Wassergehalt wachsen die Kriechverformungen an) und somit vom W/Z bzw. W/B-Wert, der Zementfeinheit, der Querschnittsform (eine große Oberfläche erhöht die Kriechverformungen) und der Nachbehandlung des Betons (kann der Bauteil austrocknen, sind die Kriechdehnungen größer, als bei nasser Lagerung oder Versiegelung des Trägers).^[39]

2.5.2 SCHWINDEN

Unter Schwinden versteht man die Verkürzung des unbelasteten Betons während der Austrocknung. Es setzt sich im Wesentlichen aus den folgenden Anteilen zusammen^[39]:

AUTOGENES SCHWINDEN

Wird auch als Schrumpfen bezeichnet – es beschreibt die Volumsabnahme des Wasser-Zement – Gemisches bei der Hydratation.^[39]

PLASTISCHES SCHWINDEN

Wird auch als Kapillarschwinden bezeichnet, da beim Verdunsten des Wassers Unterdruck in den Kapillarporen entsteht, welcher zu einer Volumsabnahme führt. Es tritt im Frischbeton auf und kann bei ausreichender Nachbehandlung vernachlässigt werden.^[39]

KARBONATISIERUNGSSCHWINDEN

Entsteht durch die Volumenabnahme bei der Karbonatisierung.^[39]

TROCKNUNGSSCHWINDEN

Bezeichnet den Volumenverlust bedingt durch die Wasserabgabe an die Umgebung.^[39]

Die Größe der Schwinddehnung ist abhängig von der relativen Luftfeuchte (das größte Schwindmaß ergibt sich in geheizten Gebäuden und in besonders trockenen Klimazonen), vom Alter bzw. Reifegrad des Betons zu Beginn der Austrocknung, der Bauteildicke (je dicker, desto geringer das Schwindmaß), dem Wasser- und Zementgehalt (ein hoher Wasser- bzw. Zementgehalt vergrößert die Schwindverformung) und der Umgebungstemperatur.^[26]

2.5.3 RELAXATION

Von Relaxation eines Stahlstabes spricht man, wenn bei konstant gehaltener Dehnung eine Spannungsminderung auftritt. Ursachen für diese Erscheinung sind Versetzungen im Kristallgitter, die in Bewegung geraten, wenn der Stahl andauernd beansprucht wird. Einfluss auf die Relaxation haben Herstellungsverfahren, Stahlgüte und Temperatur.^[26]

2.5.4 STAHLKRIECHEN

Wie beim Betonkriechen beschreibt das Kriechen des Stahles eine zeitabhängige Dehnung des Werkstoffes bei konstant gehaltener Spannung. Für Spannbeton ist dieser Effekt nicht von Bedeutung.^[26]

2.6 STÜTZSTREIFENVORSPANNUNG, FELD- UND GURTSTREIFEN

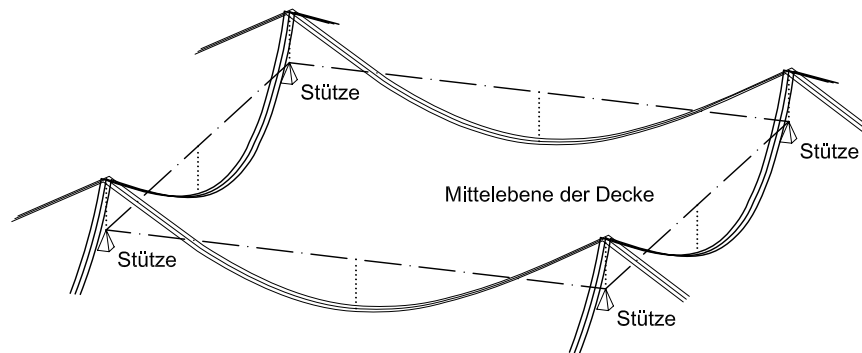


Abb. 2.12 Prinzip der Stützstreifenvorspannung

Bei den ersten ausgeführten Flachdecken (USA) waren die Spannglieder noch auf Feld- und Stützstreifen gleichmäßig verteilt. Untersuchungen in den frühen 70-er Jahren in der Schweiz führten allerdings zu der Erkenntnis, dass durch Konzentration der Spannglieder in Strängen über den Stützen - der sogenannten Stützstreifenvorspannung - statische Vorteile gewonnen werden können^[8] (vgl. Kapitel 4). Die Unterteilung in Feldstreifen (zur Ermittlung der unteren Bewehrungslage) und Gurtstreifen (maßgebend für die obere Bewehrungslage) dient der einfacheren Berechnung mittels Näherungsformeln (Abb. 2.11).

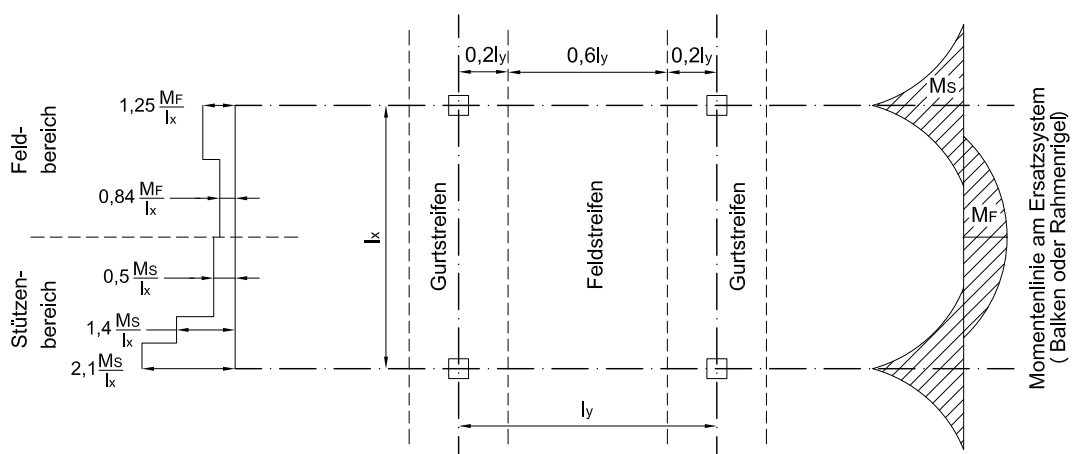


Abb. 2.13 Näherungsverfahren zur Ermittlung von Schnittgrößen nach DIN 1045, 1978 [19]

3 SPANNBETON IM HOCHBAU

Wurde Spannbeton in seinen Anfangszeiten fast ausschließlich im Brückenbau mit dem Ziel der Maximierung von Spannweiten und Einsparung von Materialkosten eingesetzt, ist er heutzutage in nahezu allen Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus zu finden.^[39]

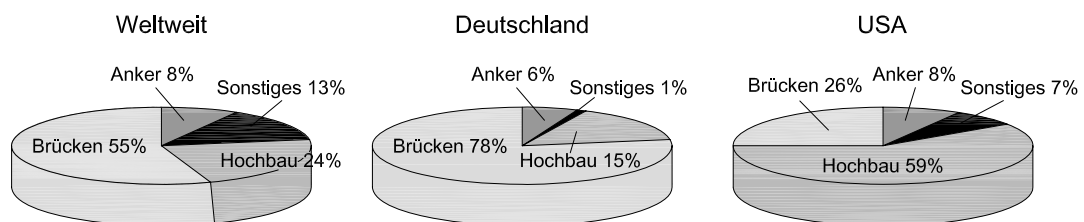


Abb. 3.1 Prozentuale Verteilung der Gesamtspannstahlmenge (Friedrich, T./Conrads, E.)

Nachfolgend einige Beispiele für die Anwendung des Spannbetons insbesondere im Hinblick auf den Hochbau (umfassende Ausführungen zu diesem Thema sind in [36] zu finden).

3.1 LINIENFÖRMIGE TRAGWERKSELEMENTE

Bei Hochbauten kann durch Vorspannung linienförmiger Tragkonstruktionen deren Bauhöhe und damit verbunden jene der Geschoße auch bei sehr großen Stützenabständen gering gehalten werden.^[24] Vorgespannte Bauteile werden vor allem dann eingesetzt, wenn Träger, Binder oder Unterzüge nicht mehr schlaff bewehrt ausgeführt werden können.^[36] Abfangträger werden bei Gebäuden mit unterschiedlichen Stützenstellungen in den einzelnen Geschoßen wie beispielsweise bei Verwaltungsbauten oder Krankenhäusern, eingesetzt. Sie haben meist beträchtliche Bauhöhen, um die hohen Lasten aus den darüberliegenden Geschoßen abtragen zu können und werden zur Reduzierung ihrer Abmessungen oftmals vorgespannt ausgeführt. Bei Hängehäusern befinden sich die Abfangträger - sogenannte Abfangkappen - über den Hängegeschoßen: Lasten werden über Zugglieder in diese ein- und von dort über Kerne in das Fundament abgeleitet.^[36] (vgl. [3], [31], [58])

3.1.1 TRÄGER UND UNTERZÜGE

Eindimensionale Balkentragwerke wie Träger oder Unterzüge, die aufgrund ihres transparenten Tragverhaltens, ihrer weitestgehend linearen Spannungsverteilung und folglich auch einfachen Bemessung bereits in den Anfängen des Spannbetonbaus bevorzugt vorgespannt wurden, haben im Vergleich zu Decken größere Bauteilhöhen. Dadurch wird eine Spannkabelführung mit großen Exzentrizitäten ermöglicht, sodass größere Lastanteile kompensiert werden können. Auch dynamisch beanspruchte Kranbahnträger werden zur Reduzierung der Wechselspannungen vorgespannt ausgeführt.^[36]

3.1.2 DACHBINDER

Insbesondere im Hallenbau kann durch die Anwendung von Spannbeton eine gewaltige Gewichtersparnis erzielt werden, da in der Regel das Eigengewicht der Tragstruktur den Hauptteil der Belastung der ansonsten nur durch Schnee und Wind beanspruchten Dächer ausmacht. Die so erreichbare Steigerung der Spannweite kann durch den Einsatz von Fachwerkträgern noch vergrößert werden und bietet den Vorteil stützenfreier Innenräume. Um Rüstung zu sparen und günstige Arbeitsbedingungen zu schaffen, können die Dachbinder am Boden vorgefertigt und mittels Hebevorrichtungen montiert werden.

Bei modernen Stadien kommen vielfach Kragssysteme mit Rahmenkonstruktionen, welche gleichzeitig die Tribünen tragen und die Horizontalaussteifung übernehmen, zum Einsatz. Dabei werden örtlich betonierte, vorgespannte Binder oftmals mit leichten, flächigen Bauteilen bzw. mit Stahlkonstruktionen kombiniert. Der wirtschaftliche Anwendungsbereich solcher Dachkonstruktionen kann durch den Einsatz von Schrägkabeln noch erweitert werden.^[24]

3.1.3 ABFANGTRÄGER

Je nach Größe der abzuleitenden Lasten und der zu überbrückenden Spannweiten können die Bauhöhen von Abfangkonstruktionen geschoßhohe Dimensionen annehmen. Sie sind in der Regel sehr steif auszuführen, um ein „Einsinken“ der darüberliegenden Stützen zu vermeiden. Durch parabolische Spannkabelführung und den damit einhergehenden, nach oben gerichteten Umlenkkräften können nicht nur Bauhöhe reduziert, sondern auch Verformungen verringert und der Ausbildung von Rissen entgegengewirkt werden. Die Vorspannung in Abfangträgern

kann auf zwei Arten wirken: ist genügend Bauhöhe vorhanden, kann sich durch den Eintrag der Stützenkräfte aus den darüberliegenden Geschoßen ein Sprengwerksystem ausbilden. Ist jedoch eine parabolische Spannkalbelführung nicht möglich, können gerade, exzentrisch angeordnete Spannglieder als Zuggurte wirken, die erforderliche schlaife Bewehrung reduzieren und somit die Bewehrungsführung vereinfachen.^[36]

3.1.4 STÜTZEN

Im Gegensatz zu druckbeanspruchten Stützen, die naturgemäß über einen hohen Bauteilwiderstand verfügen und nur dann vorgespannt werden, wenn sie - beispielsweise bei Fertigteilelementen - über mehrere Geschoße biegesteif gekoppelt werden müssen, gewährleistet eine planmäßige Vorspannung bei Hänigestützen die nötige Steifigkeit zur Aufnahme der Zugkräfte durch vollständiges Überdrücken des Querschnitts.^[36]

3.1.5 RAHMEN

Bei Rahmen, welche neben horizontalen auch vertikale Lasten aufnehmen können, werden durch Vorspannung sowohl Feldmomente als auch der Horizontalschub reduziert.^[39] Dies kann eine mögliche Spannweitensteigerung und Verringerung der Riegel- bzw. Stützenabmessungen bewirken, sowie die Bewehrungsmenge reduzieren und die arbeits- und somit zeitintensive Bewehrungsführung vor allem im Eckbereich vereinfachen. Zudem können Fertigteile mittels nachträglicher Vorspannung vor Ort rasch und einfach zu Bauteilen mit großen Festigkeiten und Steifigkeiten verbunden werden.^[36] Die Rahmenstiele werden in der Regel möglichst schlank ausgeführt, um aus der Verkürzung der Riegel resultierende Zwängungen zu vermeiden - dies mindert allerdings die positive Rahmenwirkung. Sie werden nur dann vorgespannt ausgeführt, wenn die aufzunehmenden Biegemomente nicht allein durch Betonstahlbewehrung abgedeckt werden können. Da die Mindestradien im Eckbereich selten eingehalten werden können, empfiehlt es sich in solchen Fällen, Stiele und Riegel getrennt vorzuspannen.^[39]

3.2 FLÄCHIGE BAUTEILE

Im Europäischen Raum kommen vorwiegend Fertigteile - hergestellt im Spannbett ohne Hüllrohre, Einpressmörtel und bleibende Verankerungen - zum Einsatz. Allerdings werden auch die Vorspannung mit nachträglichem Verbund besonders bei Hohl-, Trog- und π - Platten (sowohl mit als auch ohne Ortbetoneergänzung), bei HP-Schalen und Faltenwerken, sowie vereinzelt die Vorspannung ohne Verbund bei Flachdecken im Ortbetonbau angewendet.^[24]

3.2.1 FLACHDECKEN

Durch zumeist verbundlose Vorspannung von Flachdecken kann das spannenmäßig begrenzte Anwendungsgebiet von Stahlbeton erweitert werden. Es kommt dabei ausschließlich die teilweise Vorspannung zum Einsatz (siehe Kap. 4). Bei hohen Nutzlasten bzw. großen Spannweiten können durch geeignete Spanngliedführung Probleme im Stützenbereich (Durchstanzen) vermindert, Durchbiegungen begrenzt, teilweise Rissefreiheit unter bestimmten Lastanteilen erzielt und der Schlaffstahlbedarf optimiert werden. Überdies kann auf zusätzliche Bewehrung zur Schubsicherung meist verzichtet werden. Im Anschluss soll anhand von ausgeführten Bauwerken der vielfältige Einsatz der Vorspannung bei Flachdecken aufgezeigt werden.^[8]

NEUE HOCH- UND TIEFGARAGE DER WIENER STADTWERKE

Obwohl in Österreich bereits in den 60-er Jahren Flachdecken mit Verbund vorgespannt wurden (beispielsweise die Decke über dem Hörsaal des Chemischen Institutes der Technischen Universität Wien)^[23], wurde die kreuzweise Vorspannung ohne Verbund in Österreich erst anfangs der 80-er Jahre beim Bau der Hoch- und Tiefgarage der Wiener Stadtwerke zum ersten Mal eingesetzt. So konnte die maximal zulässige Gebäudehöhe durch die Minimierung der Deckenstärken (zwischen 21 und 24 [cm] trotz eines stark variierenden Stützenrasters von 4,60 x 8,04 [m] bis 7,68 x 8,04 [m]) eingehalten werden. Zusätzliche Gründe für den Einsatz der Vorspannung waren: die Möglichkeit, Installationsleitungen ungehindert bzw. weitgehend frei von störenden Unterzügen unter der Decke führen zu können, die Wirtschaftlichkeit und der rasche Baufortschritt (einfaches Verlegen der verwendeten Monolitzen und Wegfall der nachträglichen Injizierar-

beiten), die Rissefreiheit unter ständiger Last, die geringen Verformungen und die Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit. Darüber hinaus konnte die Decke durch die Verdichtung der Spannglieder im Stützenbereich ohne Pilzköpfe ausgeführt werden, da die Monolitzen dort für eine Abminderung der Durchstanzwirkung sorgten. Einen zusätzlichen Vorteil bildete der geringe Rechenaufwand – das Bauwerk konnte ohne Einsatz entsprechender Software dimensioniert werden.^[23]

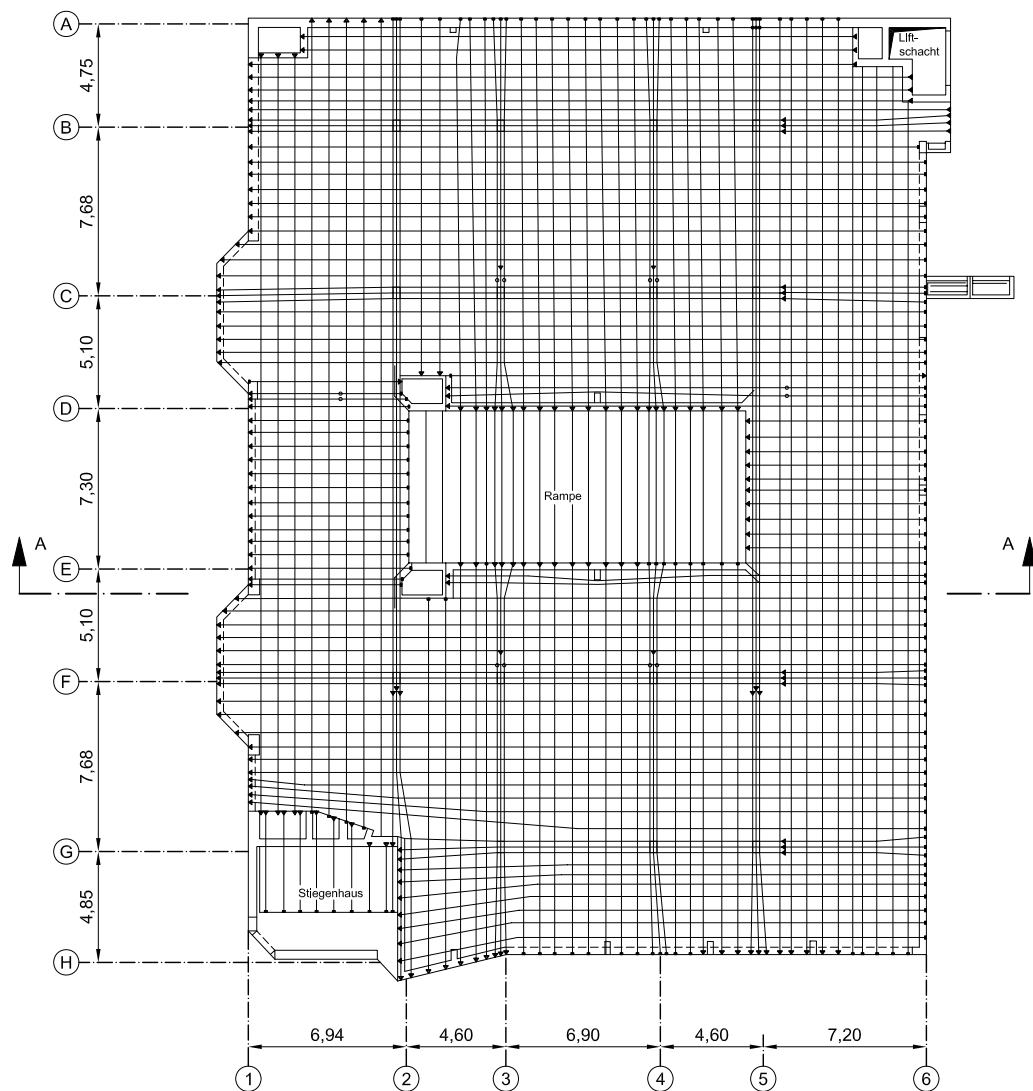


Abb. 3.2 Kabelplan der Decke über dem ersten Obergeschoß der Hoch- und Tiefgarage der Wiener Stadtwerke [23]

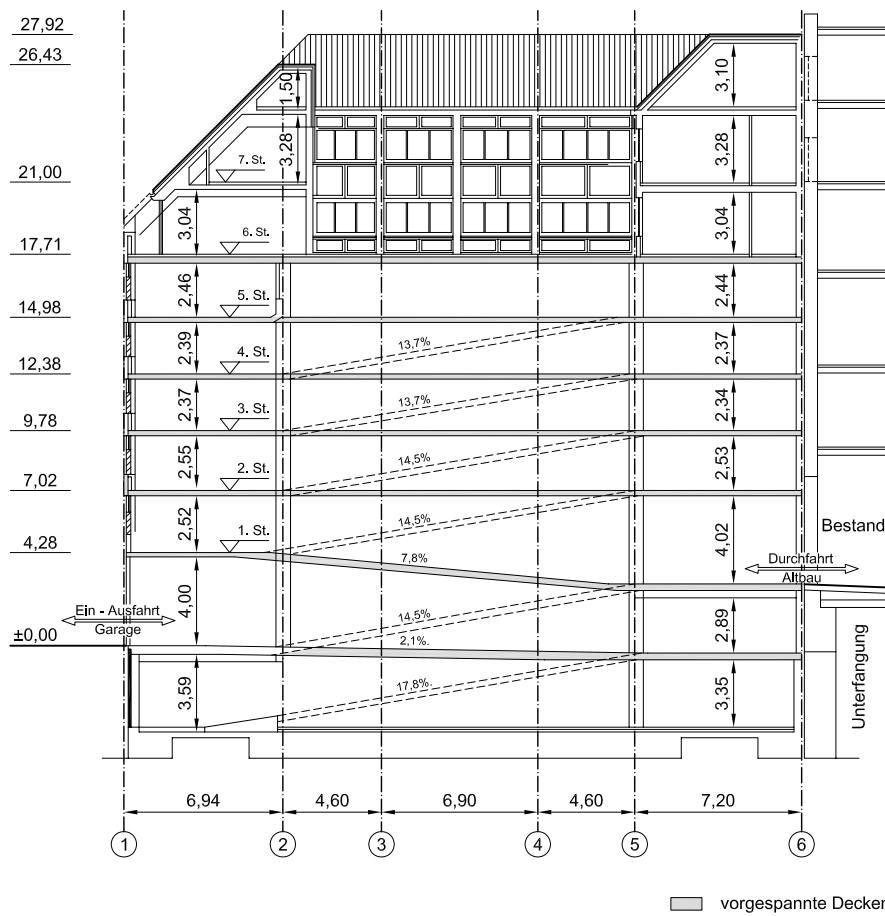


Abb. 3.3 Schnitt A-A [23]

Bauherr: Wiener Stadtwerke E-Werk, Abteilung F

Architektur: Arch. Dipl.-Ing. K. Zöhrer

Statik: Büro Prof. Dr. R. Krapfenbauer

Verwendete Spannglieder: Monolitzen System VSL St 1570/1770
 Nennquerschnitt 140 [mm²]
 mittels dreibeinartiger Abstandhalter
 in ihrer Lage gesichert

Spannstahlbedarf: 5,50 [kg/m²]

VERWALTUNGSGEBÄUDE DER EVN STUTT GART

Die Anforderungen an die Decken des Verwaltungsgebäudes der EVN Stuttgart waren neben strikten Verformungsbegrenzungen, die durch die abgehängte Fassade am auskragenden Deckenrand entstanden, auch der Wunsch nach Sichtbetonuntersichten, die gleichzeitig als Wärmespeicher und Lichtreflexionsflächen dienen sollten. Ebenso war eine fugenlose bzw. rissefreie Deckenkonstruktion, die aus der beabsichtigten Druckbelüftung der Hohlrumböden resultierte, gefordert. Zusätzlich sah der Architekturentwurf eine weitestgehend freie Grundrissgestaltung vor, die nicht durch zu viele Innenstützen gestört werden sollte. Sämtliche Forderungen konnten durch den Einsatz der Vorspannung ohne Verbund erfüllt werden. Zudem war es durch den Verzicht auf Unterzüge möglich, die geplante Gebäudehöhe um ein Geschoß zu reduzieren, sowie den Stahlbedarf zu minimieren (im Feldbereich war nur geringe bzw. gar keine Zusatzbewehrung erforderlich).

Das U-förmige Bauwerk mit den Abmessungen von rund 80 x 80 [m] wird über den zentralen Aufzugskern und vier runde Treppentürme ausgesteift. Um die für die Wirkung der Vorspannung erforderliche horizontale Beweglichkeit der Decken zu sichern, sind selbige im Bereich der Kerne jeweils einachsig von der Konstruktion gelöst und auf deckengleichen Konsolen gelagert. Obwohl ca. 50% der eingesetzten Spannglieder in den Gurtstreifen konzentriert sind, war eine zusätzliche Durchstanzbewehrung in Form von Dübelleisten erforderlich, da die Spannglieder (im Aufriss betrachtet) nur schwach parabolisch geführt wurden, um die Randverformung nicht negativ zu beeinflussen.^[5]

Bauherr: EVT Energie- und Verfahrenstechnik GmbH,
Stuttgart

Architektur: Prof. Zinsmeister & Scheffler, Stuttgart

Tragwerksplanung: Dr. Mayer-Vorfelder & Dinkelacker,
Sindelfingen

Verwendete Spannglieder: Monolitzen System VSL, Fa. SUSPA

Gesamtstahlbedarf
(inkl. Spann Stahl): 20 [kg/m³]

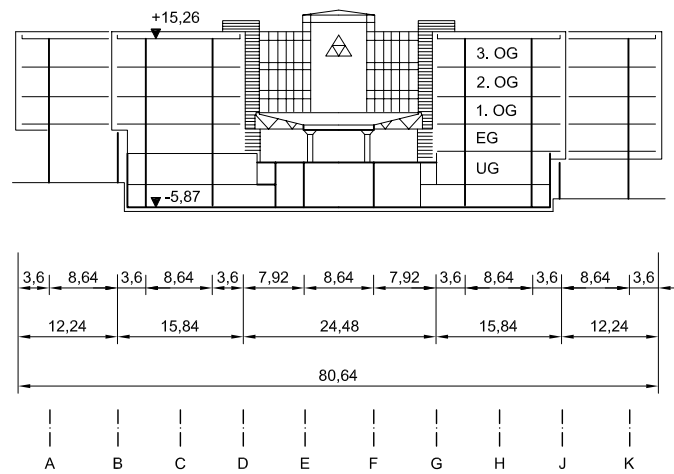


Abb. 3.4 Querschnitt des Verwaltungsgebäudes der EVN Stuttgart [5]

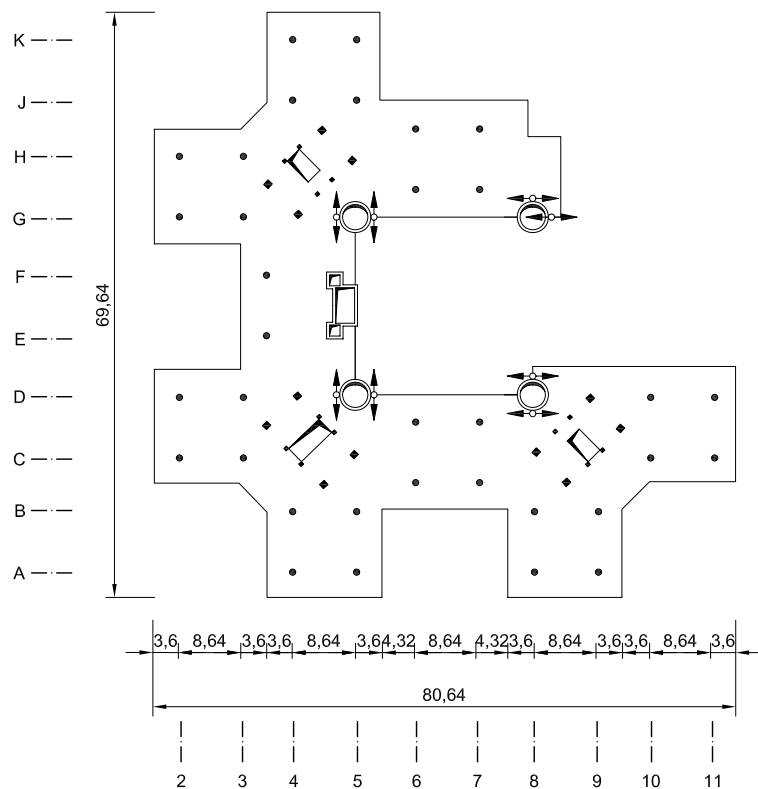


Abb. 3.5 Grundriss mit aussteifenden runden Treppentürmen – die Pfeile geben die konstruktiv geschaffenen Verschiebungsfreiheitsgrade der Decken an [5]

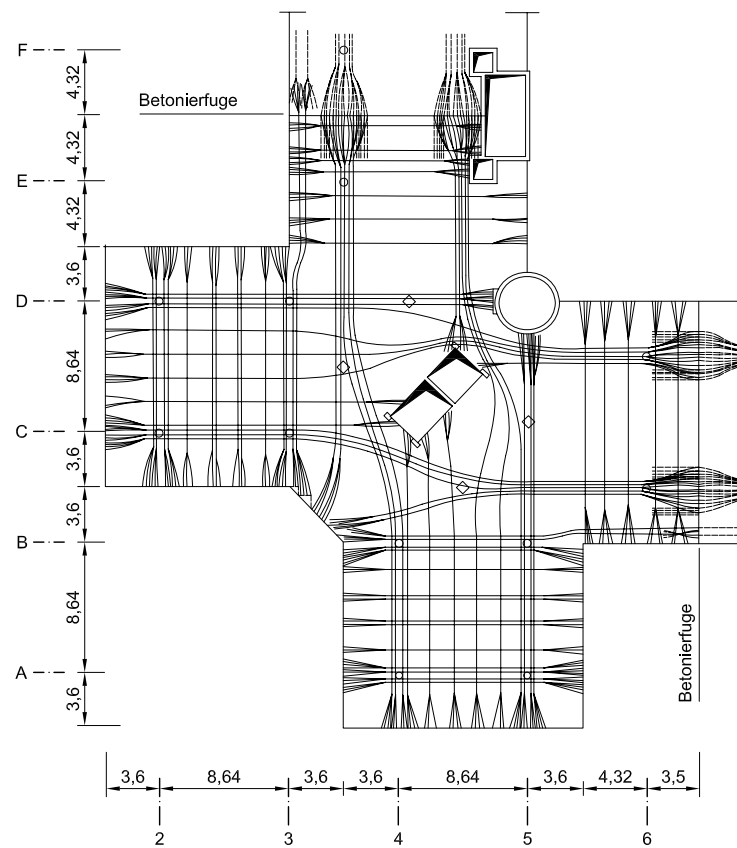


Abb. 3.6 Verlauf der Spannglieder in einem Betonierabschnitt der Decken [5]

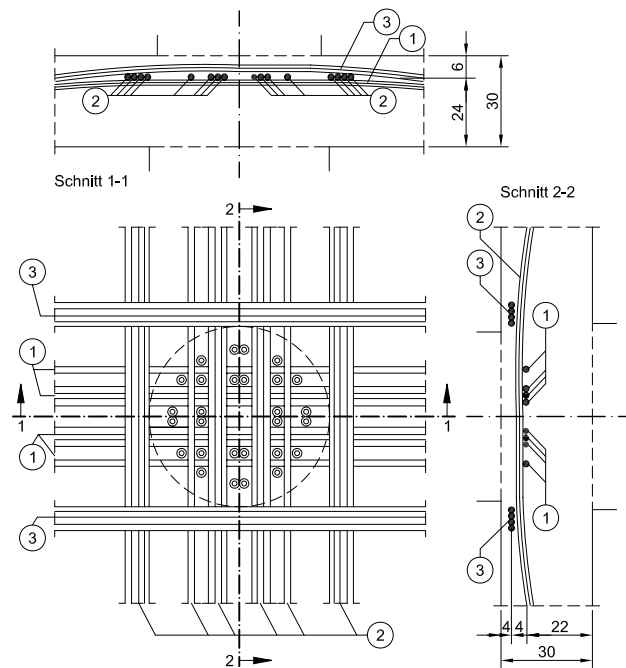


Abb. 3.7 Spannglieder im Durchdringungsbereich der Stütze (ohne schlaife Bewehrung) [5]

PARKHAUS DER ALLIANZ-ARENA MÜNCHEN

Mit seinen rund 10.000 Parkplätzen gilt das Parkhaus der Allianz-Arena München, welches 2005 nach drei Jahren Bauzeit eröffnet wurde, derzeit als größtes Parkhaus Europas. Motivationen für den Einsatz vorgespannter, schlanker Flachdecken waren auch bei diesem Projekt die Begrenzung der Gesamtbauhöhe, die geringen resultierenden Verformungen sowie eine reduzierte Rissbildung und die Minimierung von Stützenanzahl und auszubildender Fugen. Trotz seiner Abmessungen (543 x 132 [m]) gelang es, das Bauwerk durch Fugen in lediglich vier Abschnitte zu unterteilen, innerhalb derer die Lagerung zwängungsfrei erfolgte.^[2] Dies wurde durch eine Reihe von Maßnahmen wie schwimmende Treppenhauskerne, Punktkipplager und Ähnliches (vgl. Kap. 4.5.3) ermöglicht.

Die über einem Stützenraster von 9,7 x 8,25 [m] angeordneten, mit Beton der Güte C35/45 erstellten Flachdecken weisen eine durchschnittliche Höhe zwischen 26 [cm] und 42 [cm] (im überschütteten Bereich der Esplanade) auf. Trotz der Nachteile der Vorspannung mit nachträglichem Verbund (hohe Reibungsverluste, zusätzlich erforderlicher Korrosionsschutz, schwierige und aufwändige Verlegung, erhöhter Planungsaufwand und die Notwendigkeit der Verwendung großer, unhandlicher Pressen) wurden aus Gründen der Wirtschaftlichkeit (durch den geringen Materialpreis erweist sich diese Bauart vor allem bei großen Mengen – ca. 695 Tonnen Spannstahl kamen zum Einsatz - im Vergleich zur verbundlosen Vorspannung mit Monolitzen als günstiger) und der konzentrierten Umlenkkkräfte im Stützenbereich sämtliche Decken mit dieser Vorspannart ausgeführt. Die Durchstanzsicherung erfolgte mittels Bügel mit Haken, da zur Zeit der Bauausführung die Zulassung für Dübelleisten in Deutschland fehlte.^{[62], [63]}

Bauherr: Stadion München GmbH

Ausführung: Alpine Deutschland GmbH

Fachplaner Vorspannung: Walther, Mory, Maier Bauingenieure,
Basel

Verwendete Spannglieder: Flachdeckenvorspannung mit Verbund
BBV L3 und L4

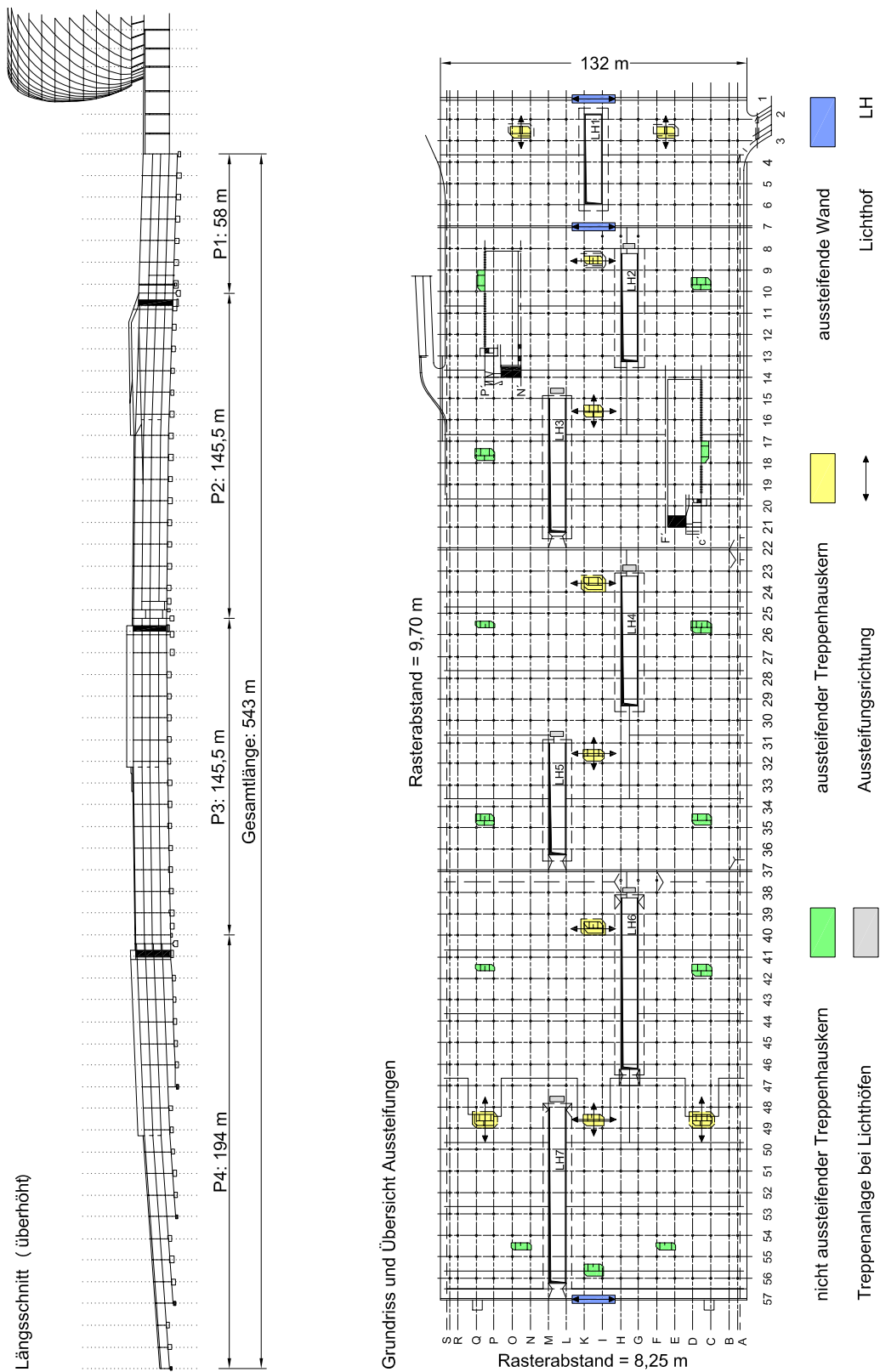


Abb. 3.8 Grundriss des Parkhauses der Allianz-Arena München mit Übersicht der Aussteifungen und Schnitt [62]

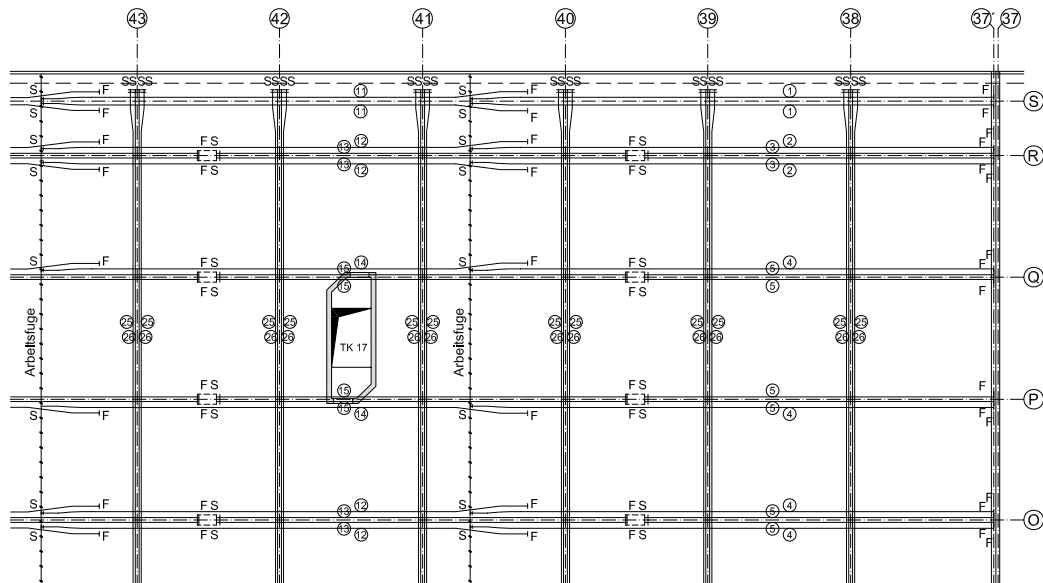


Abb. 3.9 Ausschnitt aus dem Kabelplan [63]

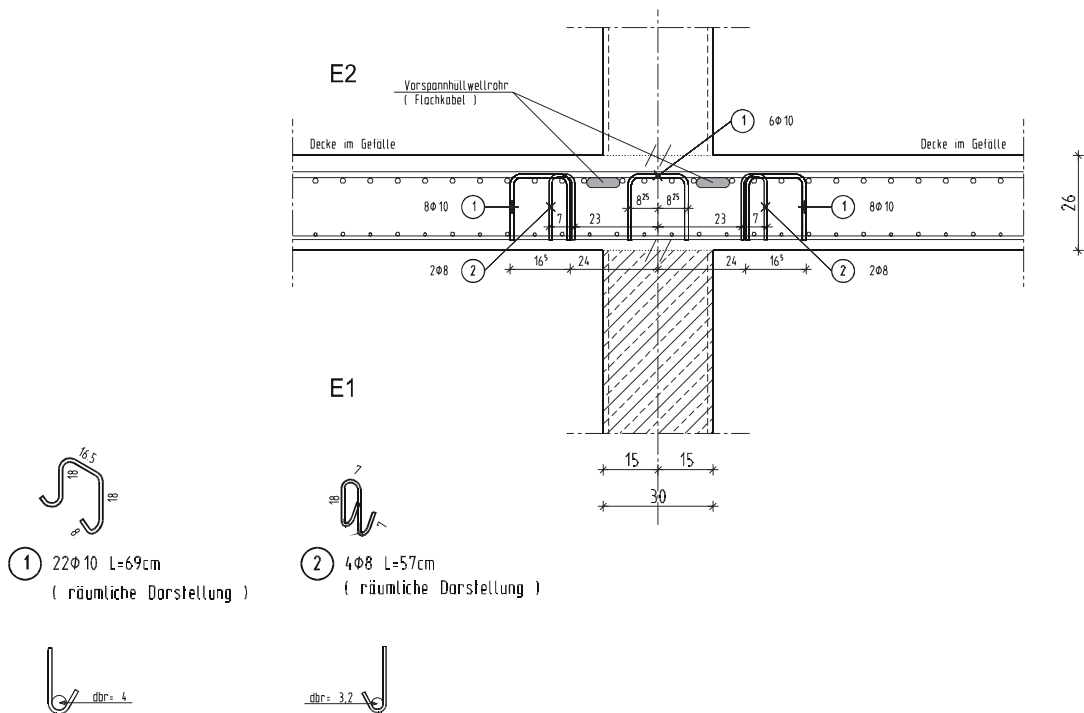


Abb. 3.10 Durchstanzbewehrung einer Regelerdecke [63]

MESSEHALLE A GRAZ

Aus Gründen der Kosten- und Gewichtsreduktion wurde die Stahlbetondecke des Foyers Ost der im Jahr 2006 eröffneten Messehalle A mit Hohlkörpern versehen. Zusätzlich konnten durch den Einsatz von in Freier Spannlagelage verlegten Spannkabeln die Deckenstärke trotz Spannweiten von ca. 20 [m] auf ein vergleichsweise geringes Maß von 40 [cm] reduziert und die resultierenden Verformungen minimiert werden. Die Kombination der beiden Bauweisen „vorge-spannte Flachdecke“ und „Hohlkörperdecke“ wurde bei der Errichtung der Messehalle Graz erstmalig in Österreich erprobt.^[50]

Bauherr: MesseCenterGraz e.gen.

Generalplaner: Riegler Riewe Architekten

Statik: Wörle Sparowitz Ingenieure ZT GmbH

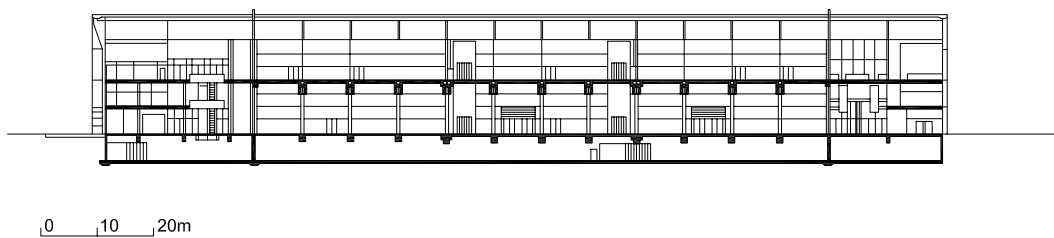


Abb. 3.11 Schnitt durch die Messehalle A Graz [50]

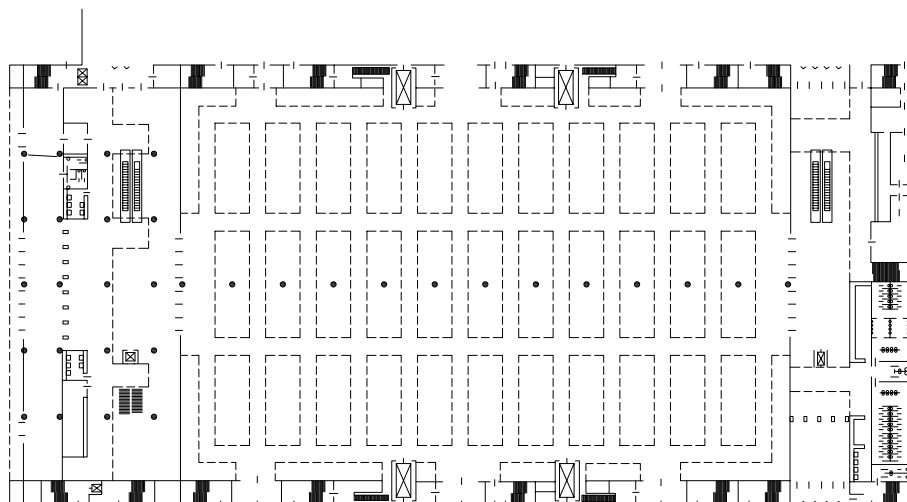
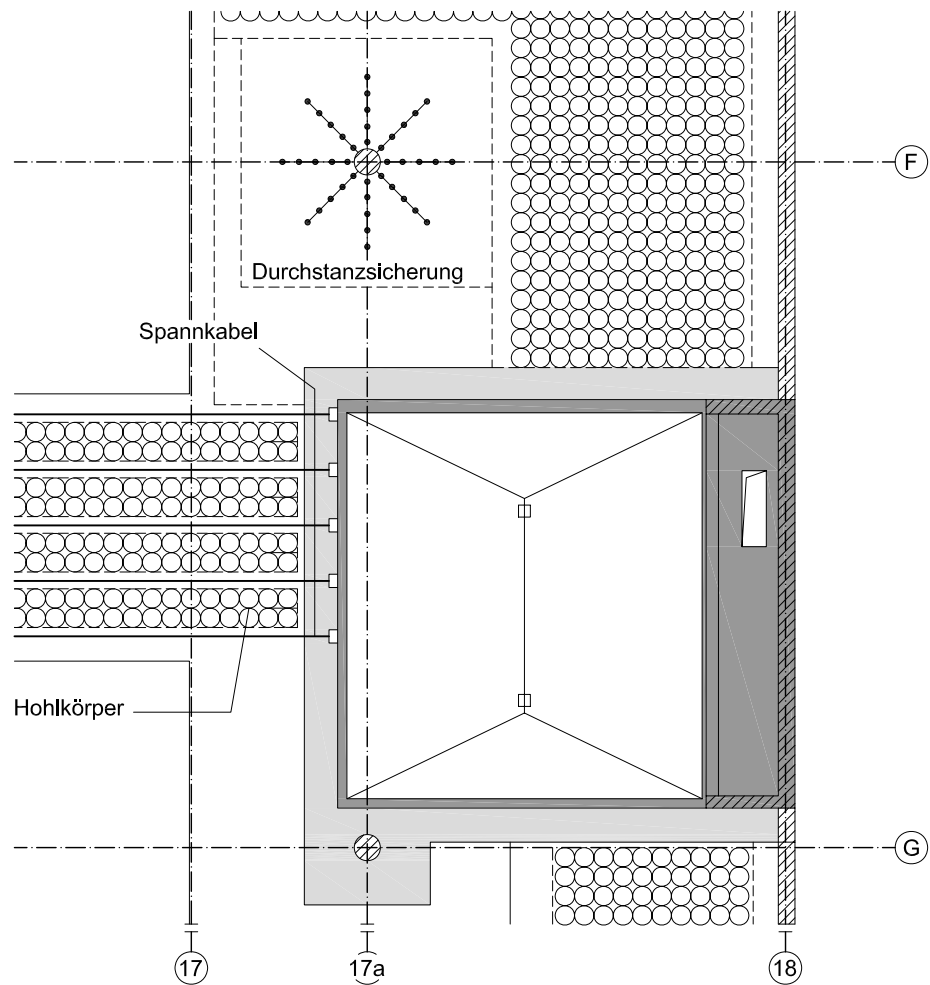


Abb. 3.12 Grundriss [50]



Regelschnitt

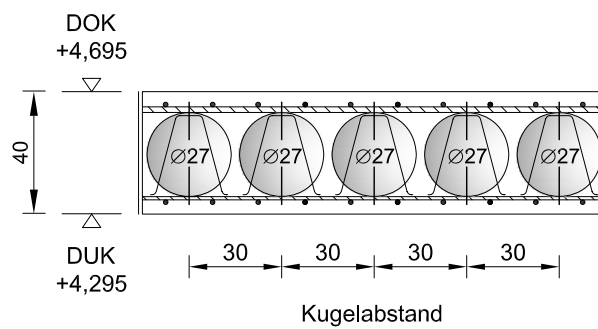


Abb. 3.13 Ausschnitt aus dem Kabel bzw. Verlegeplan der Decke über dem Erdgeschoß und Regelschnitt des Hohlkörperbereichs (Cobiax®)

3.2.2 WÄNDE

Eine allfällige Vorspannung reduziert die Anschlussbewehrung beim Stoßen von Wänden über mehrere Stockwerke, vor allem wenn diese - wie beim Skelettbau üblich - aussteifende Kerne bilden und sowohl Biege- als auch Torsionsmomente übertragen müssen, oder aus Gründen der Zeitersparnis aus Fertigteilenelementen zusammengesetzt werden. Wände von im Grundwasser stehenden Untergeschoßen werden oftmals vorgespannt, um rissarme Konstruktionen zu gewährleisten. Bei tragenden Fassendwänden, die durch großflächige Öffnungen geschwächt sind, kann eine vertikale Vorspannung den Kraftfluss positiv beeinflussen und den erforderlichen Bewehrungsaufwand reduzieren.^[36]

3.2.3 FUNDAMENTE

Neben Sonderformen wie z.B. Bodenankern und Zugpfählen, welche die Sicherung hoher Gebäude zufolge Wind- oder Erdbebenbelastung sowie gegen Auftrieb im Grundwasser übernehmen, können auch konventionelle Flachgründungen wie Streifen- bzw. Gitterfundamente und Fundamentplatten vorgespannt ausgeführt werden. Letztgenannte entsprechen in ihrem Tragverhalten „auf den Kopf gestellten“ Balken bzw. Decken im Hochbau und werden analog zu diesen bewehrt und vorgespannt. So bewirkt eine Vorspannung auch hier eine Reduktion der Bauhöhe, Betonkubatur und der einzulegenden Bewehrungsmenge - verbunden mit der ebenfalls reduzierten Bauzeit und dem erforderlichen Bodenaushub sowie der verminderten Hydratationswärmeentwicklung, der Erhöhung der Bauteilsteifigkeit und insbesondere bei Fundamentplatten der Erhöhung des Durchstanzwiderstandes. Fundamente müssen durch das herstellungsbedingte Fehlen der Auflast etappenweise vorgespannt werden, um Schäden im Stützenbereich zu vermeiden.^[36] Am Beispiel eines mehrgeschoßigen Kaufhauses mit unregelmäßigem Stützenraster und stark variierenden Stützenlasten soll nachfolgend die Vorspannung von Bodenplatten - im Wesentlichen ähnlich der Vorspannung von Flachdecken - aufgezeigt werden.

Vorgespannte Bodenplatten

Die Fundierung des in [11] beschriebenen Bauwerks im innerstädtischen Bereich sollte ursprünglich mittels einer Pfahlgründung erfolgen, da der Boden nur mäßige Pressungen zuließ. Aus bauzeitlichen Gründen und der Erschwernis durch die Lückenbebauung wurde alternativ dazu eine relativ schlanke, im Stützenbereich gevoutete, vorgespannte Bodenplatte mit abgestuften, zwischen den Arbeitsfugen gespannten Spanngliedern errichtet, durch die eine gleichmäßige Bodenpressung erzielt werden konnte. Es kamen Spannkabel mit nachträglichem Verbund zum Einsatz, um so die hohen Beanspruchungen aus den Stützenlasten aufnehmen zu können. Zusätzlich diente eine, die beim Vorspannvorgang fehlende Auflast ersetzende, Bügelbewehrung im Durchstanzbereich der Schubbewehrung.^[11]

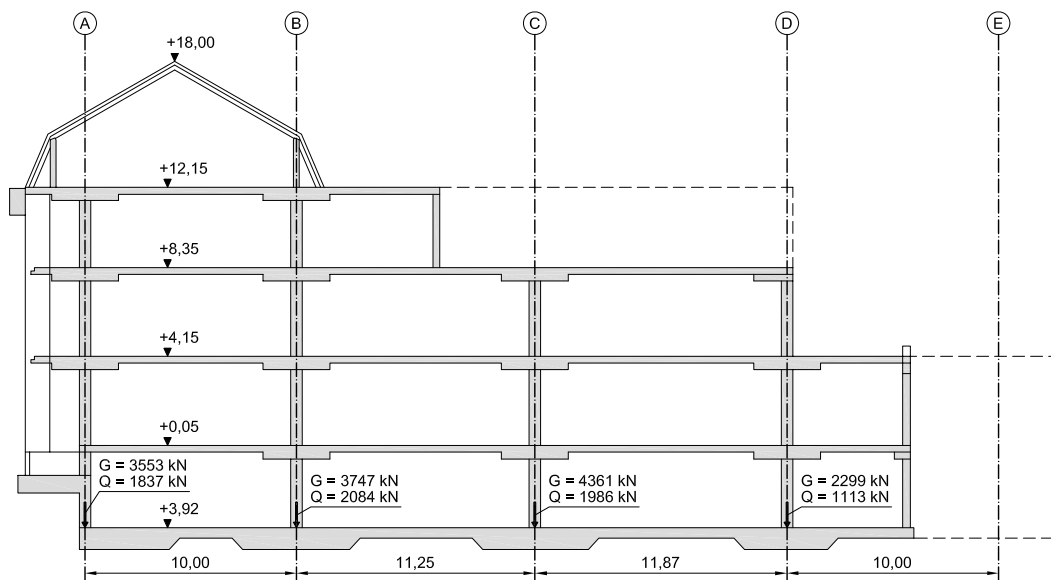


Abb. 3.14 Schnitt durch das Kaufhaus und vorhandene Stützenlasten [11]

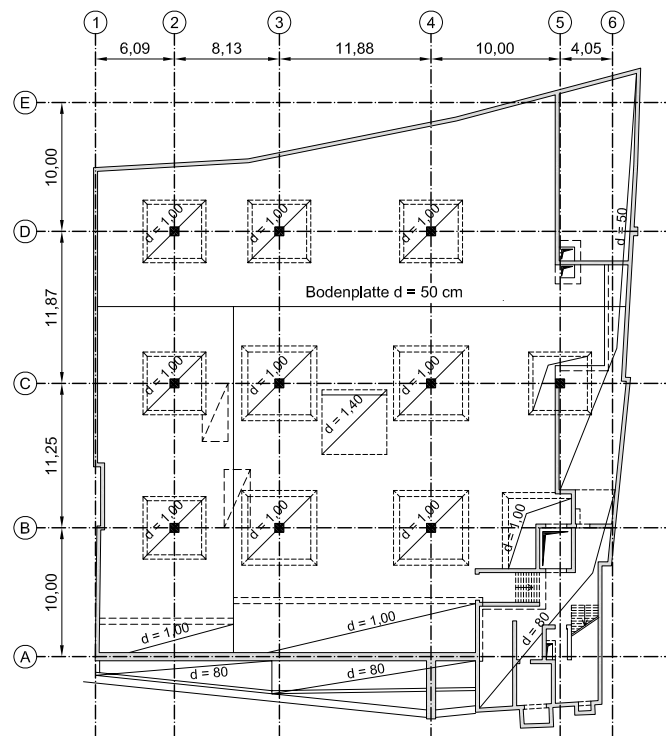


Abb. 3.15 Grundriss der Bodenplatte mit Plattenstärken [11]

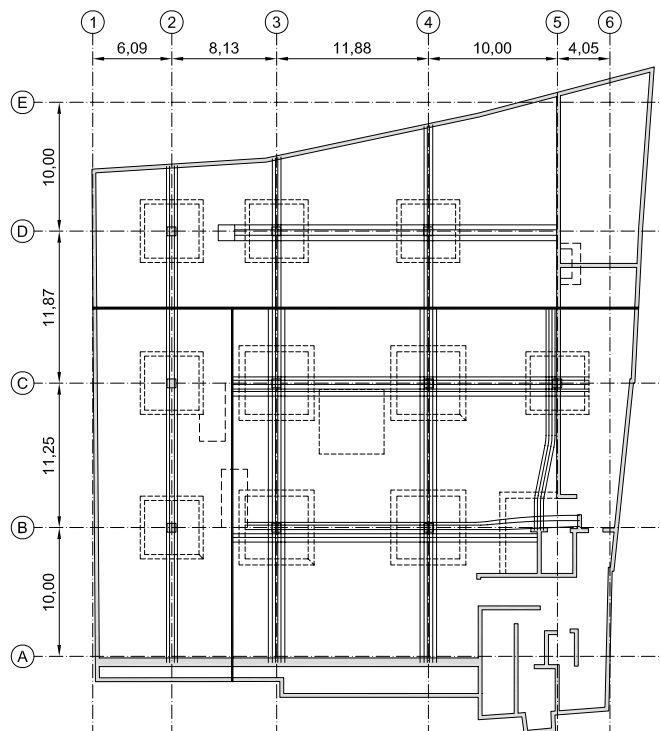


Abb. 3.16 Kabelanordnung entsprechend den Einwirkungen [11]

3.2.4 SCHALEN

Um den Membranspannungszustand beispielsweise innerhalb einer Kuppel aufrechtzuerhalten, müsste diese tangential entsprechend den Meridiankräften gelagert werden. Da diese Lagerungsbedingungen nur in den seltensten Fällen gegeben sind, müssen die auftretenden Randkräfte in die Vertikale umgeleitet werden. Die dadurch entstehende Zwängung verursacht zusätzliche, störende Biegebeanspruchungen in einer Schale.^[36] Die Vorspannung wird deshalb bei Kuppel- und Zylindersegmentenschalen - also Schalen, welche unter senkrechter Belastung in Meridianrichtung Druckkräfte, in Ringrichtung je nach Neigungswinkel φ (vom Zenit aus gemessenen) Druck- oder Zugkräfte (diese wechseln an der Bruchfuge bei einer lastabhängigen Neigung von 45° - 60° ^[57]) erhalten - vorwiegend zur Verminderung dieser Randspannungen eingesetzt. Bei Hängeschalen, welche auch unter Last keinen Druckbeanspruchungen und somit keiner Beulgefahr ausgesetzt sind, allerdings im Randbereich ausgeprägt auf Schub beansprucht werden^[57], dient sie darüber hinaus zur Vermeidung von Rissen in der Schalensfläche. Aus selbigen Gründen wird sie bei zweifach gegensinnig gekrümmten (= antiklastischen) Schalen - den sogenannten Hyparschalen - bei denen sich zwei Scharen parabolischer Stützlinien ausbilden^[57], welche jeweils nur auf Druck bzw. Zug beansprucht werden, eingesetzt^[24]. (vgl. [41])

3.2.5 BEHÄLTER SILOBAUTEN UND ROHRE

Flüssigkeits- und Faulbehälter müssen betrieblich vorgesehenen Anforderungen wie Dichtheit und geringen Rissbreiten genügen und unterhaltungsarm sein. Deshalb werden sie in der Regel mit einem hohen Vorspanngrad ausgeführt, damit die Spannglieder aus Gründen des Korrosionsschutzes im überdrückten Bereich des Querschnitts liegen^[8]. Meist werden sie zusammen mit den ebenfalls vorgespannten Bodenplatten als rechteckige, zylindrische oder doppelkegel- bzw. eiförmige Behälter hergestellt und ohne Verbund vorgespannt.^[36] Die Anwendung des Spannbetons für LNG – Tanks (*liquified natural gas* - englisch für Flüssigerdgas) oder Reaktordruckbehälter bringt sicherheitstechnische Vorteile - die bei einem Katastrophenfall auftretende Erhöhung des Innendrucks verursacht Risse, die durch die Spannkabel wieder geschlossen werden.^[24]

Bei Silos entfällt die Forderung nach Dichtheit - allerdings können durch die Lagerung von Schüttgütern hohe Beanspruchungen entstehen. Die erforderliche

Ringbewehrung kann durch Vorspannung mit nachträglichem Verbund optimiert werden^[8].

Rohre werden aus denselben Gründen wie Flüssigkeitsbehälter vorgespannt. Bei erdverlegten Rohren treten durch Diskontinuitäten in der Bettung zusätzliche Schalenbiegemomente in Ringrichtung auf - sie werden deshalb in Längsrichtung im Spannbett und in Umfangsrichtung durch Umwickeln mit gespanntem Draht vorgespannt.^[24]

3.3 WEITERE ANWENDUNGSGEBIETE

Für Betonschwellen im Eisenbahnbau, die bekanntlich hohen Wechselbeanspruchungen ausgesetzt sind, wird die Vorspannung zum Überdrücken des Betonquerschnittes genutzt - dadurch erhöht sich die Dehnsteifigkeit der Zugzone und die Spannungsschwankungen in der Bewehrung werden in weiterer Folge verringert.^[24]

Bei Magnet- und Luftkissenschwebbahnen kann Vorspannung eingesetzt werden, um Verformungen der Tragkonstruktion während des Betriebes gering zu halten.^[24]

Beim Bau von Start- und Landebahnen für Großflugzeuge findet längs und quer vorgespannter Beton mit nachträglichem Verbund Anwendung - der Fugenabstand, welcher sich bei herkömmlichen Betonrollbahnen beim Betrieb sowie der Unterhaltung als störend bzw. aufwändig erweist, kann so erheblich vergrößert werden.^[24]

Zur Vermeidung von Trennrissen und zur Sicherstellung der Trag- und Kaminwirkung bei Industrieschornsteinen wird eine Vorspannung in Umfangsrichtung eingesetzt.^[8]

Bei Schleuderbetonmasten, wo Höchstlasten nur selten auftreten, kann eine teilweise Vorspannung das Geschlossenbleiben entstandener Risse unter Dauerlast gewährleisten.^[24]

Des Weiteren findet Spannbeton auch bei Türmen, Pfählen und Zugankern, Stau- und Stützmauern, Wehren, Unterwassertunneln, Sportflächen und Dockbauten sowie bei Off-Shore-Buildings und Sonderbauten (beispielsweise der vorgespannte Kragarm der Schifflugschanze Oberstdorf [4]) Anwendung. Auch für Maßnahmen zur nachträglichen Verstärkung oder Ertüchtigung bestehender Bausubstanz kann der Einsatz von Vorspannung zweckmäßig sein.^[24] (vgl. [35], [38], [40], [51], [55])

Im Mauerwerksbau wird die Vorspannung vor allem bei Wänden, welche senkrecht zu ihrer Mittelebene durch Wind, horizontale Verkehrslasten, Erdbeben oder Erddruck beansprucht werden und nur geringe Normalspannungen aus Auflasten aufweisen, sowie bei hohen Giebelwänden unter Winddruck, eingesetzt. Sie wird nachträglich und ohne Verbund auf der Baustelle aufgebracht und dient der Erhöhung der Biege- und Schubtragfähigkeit.

4 DECKENKONSTRUKTIONEN

Der folgende Abschnitt soll einen kurzen Überblick über die im Hochbau gebräuchlichsten Arten von (Flach)decken, die Spannweitenbereichen, für die sie wirtschaftlich eingesetzt werden können und die dafür erforderlichen Bauhöhen vermitteln.

4.1 ORTBETONDECKEN

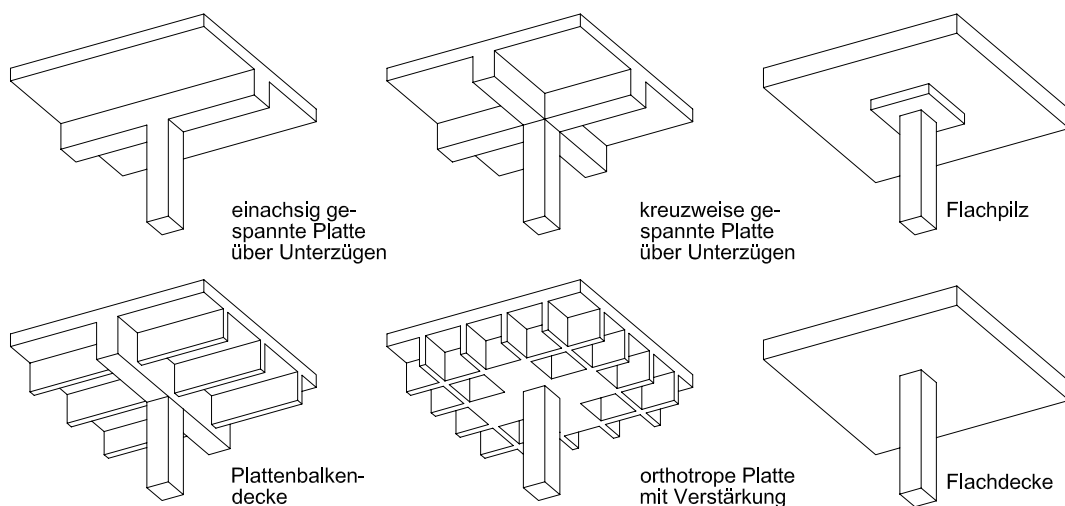


Abb. 4.1 Tragstrukturen von Ortbetondecken [34]

4.1.1 ORTBETONFLACHDECKEN

Ortbetonflachdecken können problemlos an beliebige Grundrissformen angepasst und dabei wirtschaftlich hergestellt werden. Als Bemessungskriterium wird meist die Verformung herangezogen, wobei sowohl der gerissene Zustand als auch Kriech- und Schwindverformungen berücksichtigt werden müssen. Die konstruktiven Vorteile können am besten bei Umfangslagerung und vertikaler Belastung genutzt werden.

Punktgestützte Flachdecken, die wegen ihrer großen Freiheit bei der Raumgestaltung besonders beliebt sind, entwickelten sich aus den von Robert Maillart zu Beginn des 20. Jahrhunderts konstruierten Decken mit den damals noch zur

Krafteinleitung erforderlichen Pilzköpfen über stützenkopfverstärkte Decken zu den heute üblichen Flachdecken mit ebener Untersicht. Als Vorteile sind die einfache Herstellung sowohl bei der Schalung als auch bei der Bewehrungsführung, die geringe Konstruktions- und damit auch Geschoßhöhe, die freie, nicht rastergebundene Stützausteilung, ein günstiges Verhalten im Brandfall und die durch die Wirkung als Flächentragwerk mögliche Spannungsumlagerung bei lokaler Überlastung zu nennen.

Flachdecken sind für Stützenraster zwischen 5 und 8 [m] bei Plattenstärken bis zu 30 [cm] sinnvoll einsetzbar – größere Spannweiten erfordern Zusatzmaßnahmen im Stützenbereich bzw. den Einsatz der Vorspannung.^[34]

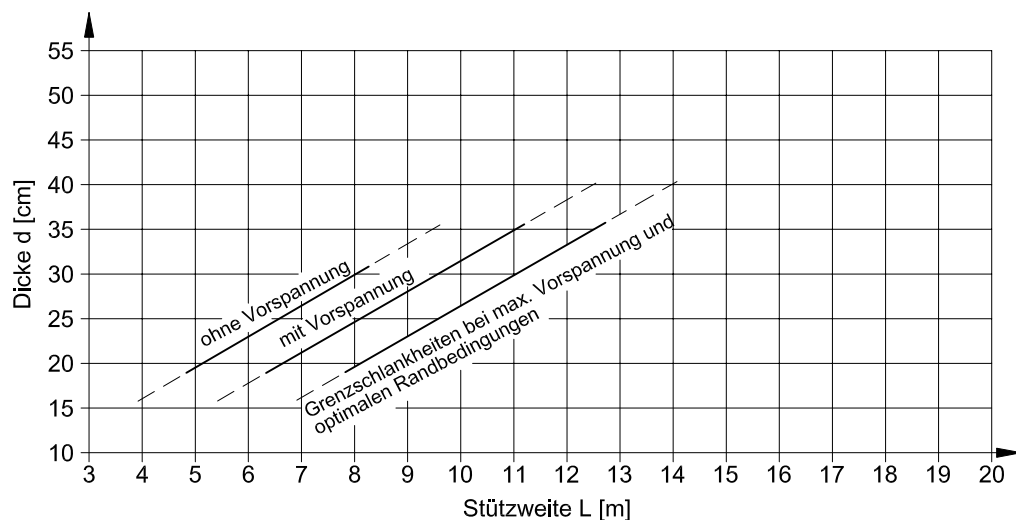


Abb. 4.2 Richtwerte für Deckenstärken von Flachdecken [34]

4.1.2 RIPPEN-, PLATTENBALKEN- UND KASSETTENDECKEN

Eine Steigerung der Stützweite durch die Verringerung des Konstruktionseigenengewichtes ist mit dem Einsatz von Rippendecken - eine nur 5 bis 8 [cm] dünne Platte ohne konstruktive Bewehrung, welche die Druckzone bildet und die Lastverteilung ermöglicht, wird mit Rippen in geringem gegenseitigen Abstand (60 bis 80 [cm]), welche die Zugbewehrung enthalten, zu einer Plattenbalkenkonstruktion gekoppelt - möglich.

Große Querbiegemomente bzw. hohe Einzellasten können per se nicht aufgenommen werden und erfordern zusätzliche konstruktive Maßnahmen. Der relativ hohe Schalungsaufwand führte dazu, dass Rippendecken als reine Ortbetondecken heute nahezu keine Bedeutung mehr zukommt. Bei Plattenbalkendecken

werden Durchlaufplatten (Stärken zwischen 10 und 16 [cm] werden ausgeführt) mit einer oberen und unteren Bewehrungslage von unterzugsartigen, die Primärtragstruktur bildenden Balken im Abstand von 1,5 bis 2,5 [m] gestützt. Eine Weiterentwicklung von der einachsigen zur kreuzweise gespannten Platte mit zweiachsiger Tragwirkung stellen Rost- und Kassettendecken dar - bei ersteren ist die Deckenplatte von geringer Bedeutung für die Tragfähigkeit des Deckensystems. Auch hier kommen vorgespannte Varianten zum Einsatz mit denen bei Deckenstärken zwischen 30 und 45 [cm] Spannweiten bis 12 [m] und darüber hinaus realisiert werden können.^[34]

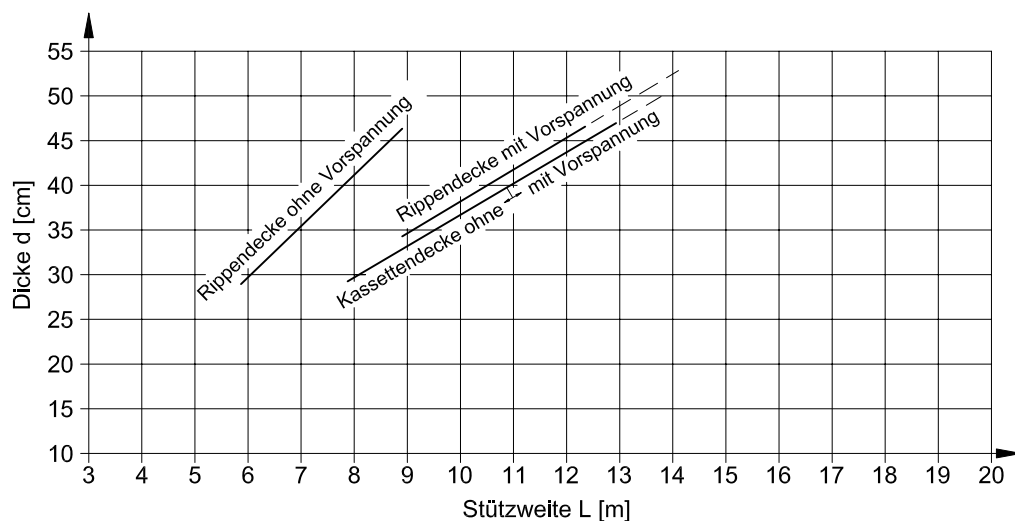


Abb. 4.3 Richtwerte für Deckenstärken von Rippen- und Kassettendecken [34]

4.1.3 VORGESPANNTE FLACHDECKEN

Vorgespannte Flachdecken werden vor allem dann eingesetzt, wenn eine reine Stahlbetonkonstruktion nicht mehr wirtschaftlich ist - bei großen Spannweiten wie sie etwa bei Parkhäusern oder Bürogebäuden notwendig sind, oder aber bei hohen Nutzlasten. Dass die ersten vorgespannten Flachdecken in Deutschland und Österreich erst relativ spät realisiert wurden (ca. 1979 bzw. Anfang der 80-er Jahre), kann auf die hohen Kosten für die Spannsysteme sowie die zur damaligen Zeit fehlenden theoretischen und praktischen Kenntnisse auf diesem Gebiet zurückgeführt werden.^[9] Zudem mussten - bedingt durch die herrschende Normensituation - anfänglich die Decken mit nachträglichem Verbund vorgespannt werden, wohingegen im Ursprungsland Amerika ausschließlich die verbundlose Vorspannung zur Ausführung kam.^[34]

VORTEILE VORGESPANNTER FLACHDECKEN

- GROSSE SPANNWEITEN
- GERINGE DURCHBIEGUNGEN
Verformungen aus Vorspannung wirken den Verformungen aus äußeren Einwirkungen entgegen; durch die eingetragene Drucknormalkraft werden Zugspannungen und Risse reduziert - der Querschnitt verbleibt weitgehend im Zustand I^[39]
- GERINGE BAUHÖHE
ein geringes Konstruktionseigengewicht bedeutet Kostenersparnis bei der Fundamentierung; geringere Abmessungen führen zur Reduktion von Fassaden- und Wandflächen^[39]
- GRÖßERE DAUERHAFTIGKEIT
durch geringere Verformungen und Reduktion von Rissen^[39]
- GLATTE DECKENUNTERSICHTEN
Vereinfachung der horizontalen Installationsführung; Reduktion des Schalungsaufwandes^[39]
- REDUZIERUNG DER BAUZEIT
durch geringen Schalungsaufwand (s.o.); zudem ist ein rasches Ausschalen möglich^[39]
- WIRTSCHAFTLICHKEIT
Optimierung des Betonstahlbedarfes und Vermeidung bzw. Minimierung von Durchstanzbewehrung; Vereinfachung der Bewehrungsführung und Reduktion des Verlegeaufwandes; kürzere Ausschalfristen^[39]
- VERMEIDUNG VON ZUSATZBEWEHRUNG ZUR SCHUBSICHERUNG
Spannglieder nehmen einen Teil der Durchstanzlasten auf^[39]
- WENIGER FUGEN
geringere Zwängungen durch Hydratationswärme – größere Fugenabstände und Betonierabschnitte möglich^[39]
- REDUKTION DER ZWANGSRISSBILDUNG
durch frühzeitige Teilvorspannung^[39]

NACHTEILE VORGESPANNTER FLACHDECKEN

- KOSTEN
für Spannglieder und deren Verlegung^[39]
- ZWÄNGUNGEN
statisch bestimmte Lagerung zum Eintrag der Vorspannung in den Bauteil erforderlich^[39]
- DECKENDURCHBRÜCHE
nachträglich nur in begrenztem Umfang herstellbar^[39]
- NACHTRÄGLICH ANGEBRACHTE BEFESTIGUNGEN
nur dort anzuordnen, wo Spannglieder nicht beschädigt werden^[39]
- ZUSÄTZLICHE BETONIERARBEITEN
zum Schließen der Spannnischen^[39]
- KOPPLUNGEN ZWISCHEN DEN BAUABSCHNITTEN
bei Vorspannung ohne Verbund sind diese aufwändig und teuer^[39]
- DYNAMISCHE BEANSPRUCHUNGEN
Schwingungsanfälligkeit von dünnen Platten ist größer^[39]

ZWÄNGUNGSFREIE LAGERUNG VON VORGESPANNTEN FLACHDECKEN

Wie zuvor bereits angeführt, wird bei vorgespannten Decken eine zwängungsfreie Lagerung bevorzugt, damit die volle Vorspannkraft auf den Bauteil übertragen werden kann. Um diese zu realisieren bzw. Zwängungskräfte im Ortbetonbau möglichst gering zu halten, gibt es diverse Konzepte. Neben einer horizontal verschieblichen, nur vertikale Kräfte übertragenden Deckenlagerung auf Konsolen, werden auch zwängungsfreie Wandanschlüsse mittels einbetonierter Dübel, Hüllrohre und eingelegter Gleitstreifen ausgeführt (Abb. 4.4a). Da der Großteil der Schwindverkürzung bereits während des ersten halben Jahres nach Herstellung der Decke auftritt, kann nach Ablauf dieser Zeit das offene Hüllrohr verpresst werden, um so eine kraftschlüssige Verbindung zwischen Decke und Auflager zu erhalten. Abbildung 4.4b zeigt eine, die freie Verformung des Deckenrandes zulassende, Verbindung zwischen Decke und (nicht)tragender Wand. Eine weitere Möglichkeit ist das Ausbilden von geeigneten Dilatationsfugen (Abb.

4.5), welche je nach Art der Ausführung horizontale Relativverschiebungen in eine oder beide Richtungen zulassen, Vertikalkräfte jedoch übertragen.^[36] Auch das Auflösen von steifen Gebäudekernen (diese wirken wie biegesteife Hohlkästen) in einzelne Scheiben, welche zumindest in einer Richtung fast keine Steifigkeit und somit verformungsbehindernde Wirkung aufweisen, ist ein probates Mittel zur Reduzierung von Zwängungskräften.^[2]

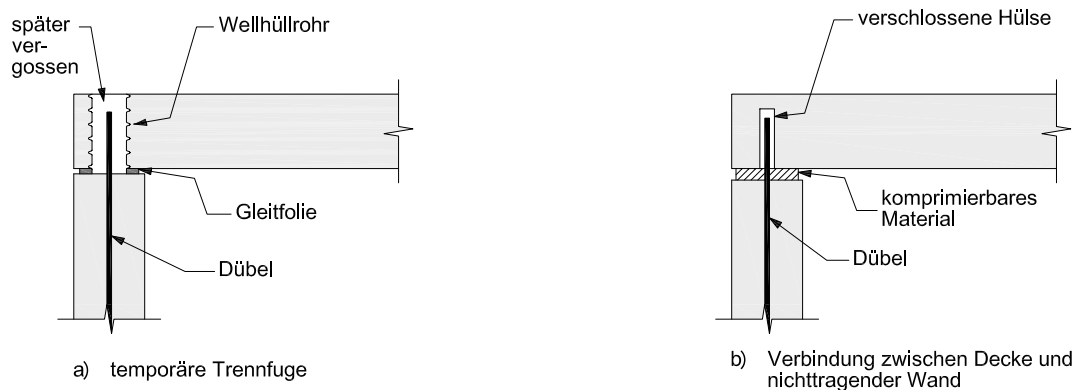


Abb. 4.4 Zwängungsfreie Decken-Wand Verbindung (VSL-Report)

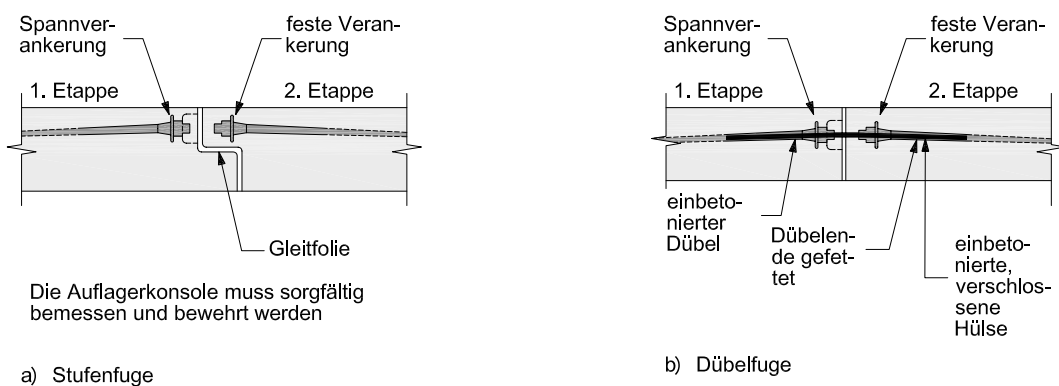


Abb. 4.5 Dilatationsfugen – Ausführung als Stufen- bzw. Dübelfuge (VSL-Report)

Weitere Möglichkeiten sollen anhand einiger Fallbeispiele (vgl. Kap. 3) erläutert werden.

BEISPIEL EVN STUTTGART

Wie bereits erwähnt, sind die vorgespannten Decken an den runden Treppenhaukernen mittels deckengleicher Konsolen jeweils einachsig frei verschieblich gelagert (Abb. 3.5). Lediglich der zentrale Aufzugsschacht, der den Verformungsnulldpunkt darstellt, bildet als Festlager eine Ausnahme. Durch Kriechen, Schwinden und Temperaturänderungen hervorgerufene Längenänderungen können von den ausreichend bewehrten Stützen aufgenommen werden.

BEISPIEL PARKHAUS DER ALLIANZ-ARENA MÜNCHEN

Innerhalb der drei Blöcke des Parkhauses der Allianz-Arena München, die durch in Form von Doppelwänden ausgeführten Dehnfugen in Querrichtung geteilt sind, erfolgt die Lastabtragung aus Horizontallasten statisch bestimmt und somit zwangungsfrei. Neben der mittels Schubdornen und Versätzen gleitend gelagerten Decken (Abb. 4.6) und den schwimmend gelagerten Treppenhaukernen (Abb. 4.7 und 4.8) wurden auch die Stützen als „echte“ Pendelstützen bzw. Punktkipp-lager ausgebildet, um eine möglichst vollkommene Zwängungsfreiheit zu bewerkstelligen.^[2]

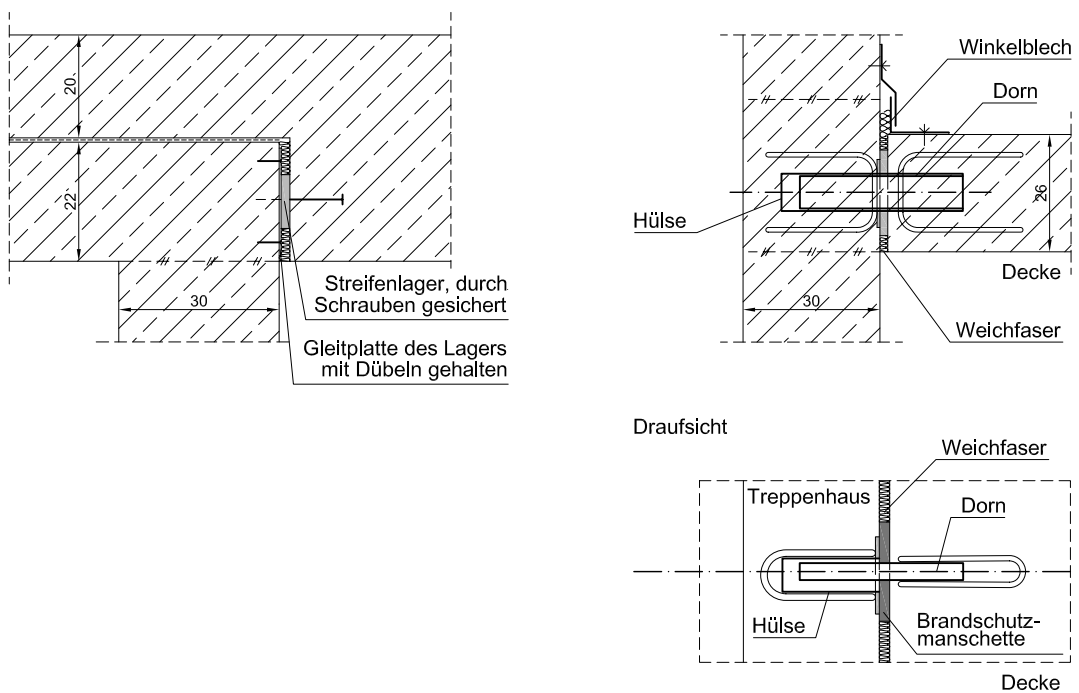


Abb. 4.6 Deckenlagerung mittels exzentrischer Schubdorne [62]

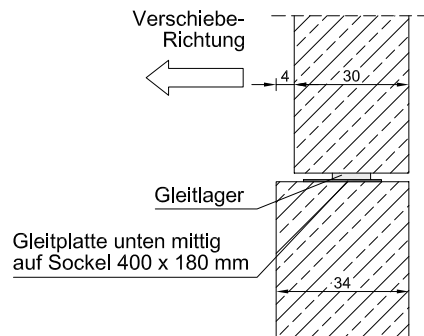


Abb. 4.7 Detail der Lagerung des Stiegenhauskernes [2]

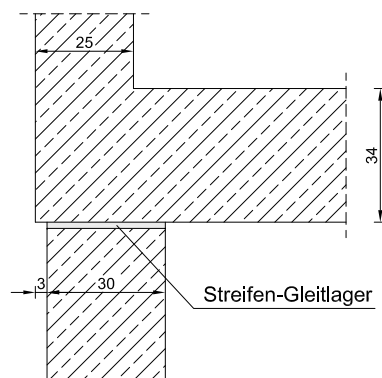


Abb. 4.8 Detail eines Gleitlagers mit Gleitplatte [2]

VORSPANNUNG OHNE VERBUND

Bei dieser heute üblichen Konstruktionsform verwendet man Monolitzen, die bereits werkseitig mit Dauerkorrosionsschutzfett versehen und mit einem Polyäthylen- oder Polypropylenrohr ummantelt hergestellt werden. Da in der Regel nur geringe Vorspanngrade zum Einsatz kommen, kann der Bedarf an Spann- und Schlaffstahl wirtschaftlich optimiert werden - auch deshalb, weil durch den gegebenen Korrosionsschutz mit größeren Rissbreiten gerechnet und infolgedessen der Betonstahlbedarf reduziert werden kann.^[1] Der Entfall des nachträglichen Ausinjizierens und die Entwicklung der Freien Spanngliedlage machen ein einfa-

ches und rasches Verlegen der Spannkabel möglich. Als weitere Vorteile können die Austauschbarkeit der einzelnen Spannglieder, geringere Reibungsverluste im Vergleich zur Vorspannung mit Verbund und - durch die geringe „Paketdicke“ der Monolitzen - eine größere statische Nutzhöhe und somit Materialersparnis angeführt werden. Nachteilig wirkt sich allerdings aus, dass es - bedingt durch den fehlenden Haftverbund - bei örtlichem Versagen eines Spanngliedes zu dessen Totalausfall kommt. Da die Spannkabel für den Gebrauchslastfall ausgelegt sind und in der Regel nicht ins Fließen kommen, können sie auf Traglastniveau nur zur Aufnahme eines geringen Anteils der Last herangezogen werden - der Hauptanteil muss durch die schlaffe Bewehrung abgedeckt werden. Auch zur Risseverteilung leisten Spannglieder ohne Verbund nur einen geringen Beitrag.^[34] Weiters können Betonierabschnitte oftmals nicht gesondert vorgespannt werden, da Kopplungen nur schwierig auszuführen sind.^[39]

VORSPANNUNG MIT VERBUND

Litzen, die in abgeflachte Hüllrohre eingezogen und meist an beiden Enden verankert sind, werden nach Erreichen der Mindestfestigkeit des Betons vorgespannt und die Spannkäule nachträglich mit Zementmörtel verpresst. Die Höhenabmessung der Hüllkörper ist jedoch größer als jene der ummantelten Monolitzen, sodass bei gleicher Deckenstärke eine vergleichsweise geringere statische Nutzhöhe zur Verfügung steht.^[34] Auch aufgrund des zusätzlichen Aufwandes beim Verpressen und der größeren zulässigen Krümmungsradien der Kabel - was sich nachteilig auf den Durchstanzwiderstand im Stützenbereich auswirkt - wird die Vorspannung mit Verbund heute nur mehr selten bei Flachdecken eingesetzt. Dessen ungeachtet bietet der Einpressmörtel einen guten Brandschutz^[39] sowie einen sicheren und dauerhaften Korrosionsschutz. Der Spannstahl kann auf Traglastniveau meist voll ausgenutzt werden, und ein lokales Versagen eines Kabels hat nur begrenzten Einfluss auf die Tragfähigkeit der gesamten Decke.^[34]

ANORDNUNG DER SPANNBEWEHRUNG (IM GRUNDRISS)

Je nach Anordnung der Spannglieder unterscheidet man zwischen flächiger Vorspannung und Stützstreifenvorspannung.^[39]

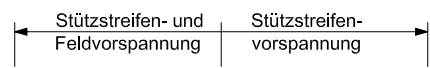
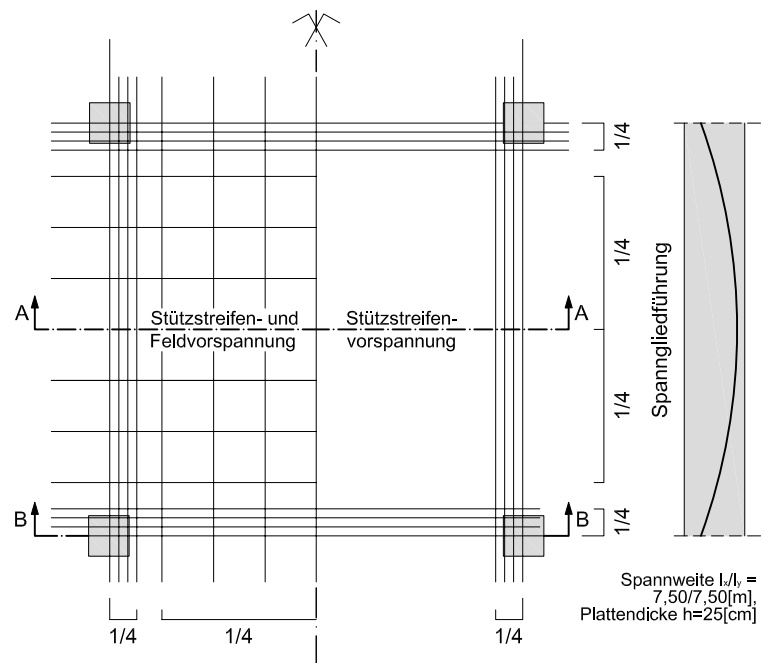
FLÄCHIGE VORSPANNUNG

Gleichmäßig über die gesamte Platte verteilte Spannkabel erzeugen bei geeigneter, parabolischer Spannkabelführung (vgl. Abb. 4.9) gleichmäßige, flächige Umlenklasten, die den in der Regel ebenfalls gleichmäßig verteilten äußeren Lasten entsprechen. Allerdings entstehen an ungestützten (freien) Rändern, über Stützen sowie bei im Bereich von Gegenkrümmungen Kräfte, die der Belastung gleichgerichtet sind und somit den positiven Effekt aufheben würden.^[39] Diese Zusatzlasten aus der Vorspannung müssen durch weitere Spannglieder - im Ausmaß jener, die im Feld angeordnet sind - kompensiert werden. Nur bei hohen Vorspanngraden bietet die flächige Vorspannung eine optimale Lösung.^[19]

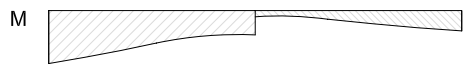
STÜTZSTREIFENVORSPANNUNG

Werden die Spannglieder hingegen nur in schmalen Streifen über den Stützen angeordnet (vgl. Abb. 4.9), wirken auf die Platte lediglich der Belastung entgegenwirkende Umlenkkräfte, da belastungskonform gerichtete Vorspannkräfte direkt in die Stützen abgeleitet werden. Daraus ergibt sich auch ein günstigeres Schubtragverhalten, weil die Durchstanzgefahr durch die in diesem Bereich angeordneten Spannglieder erheblich herabgesetzt wird. Allerdings vergrößert sich nicht nur die Durchbiegung sondern auch der Betonstahlbedarf im Feldbereich, da hier durch das Fehlen der Vorspannung keine Umlenklasten generiert werden.^[39]

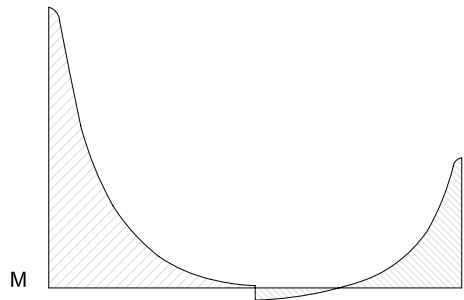
Die wirtschaftlichste Art Decken vorzuspannen, wäre demnach eine Kombination beider Methoden: für die Stützstreifenvorspannung werden Kabel verteilt über die Breite des Durchstanzkegels angeordnet und durch einige Spannglieder im Feld zur Reduzierung der erforderlichen Bewehrungsmenge und zur Verringerung der Durchbiegungen ergänzt. Die Spannglieder selbst sollten dabei so ausgelegt werden, dass ihre Spannkraft in beiden Richtungen dem Verhältnis der beiden Stützweiten zum Quadrat entspricht.^[39]



Biegemomente

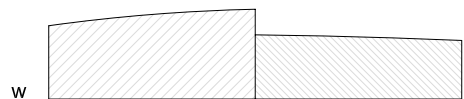


Schnitt A-A



Schnitt B-B

Durchbiegungen



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Abb. 4.9 qualitative Schnittgrößen und Verformungen einer Flachdecke mit Stützstreifen- bzw. flächiger Vorspannung im Vergleich [39]

SPANGLIEDVERLAUF (IM AUFRISS)

Die Wahl des geeigneten Spanngliedverlaufes - geradlinig, polygonal oder parabolförmig - ist neben statischen Gesichtspunkten auch von Brandschutzbestimmungen und Verlegeaufwand abhängig. In allen Fällen ist jedoch eine Anordnung zwischen oberer und unterer Bewehrungslage anzustreben.^[39]

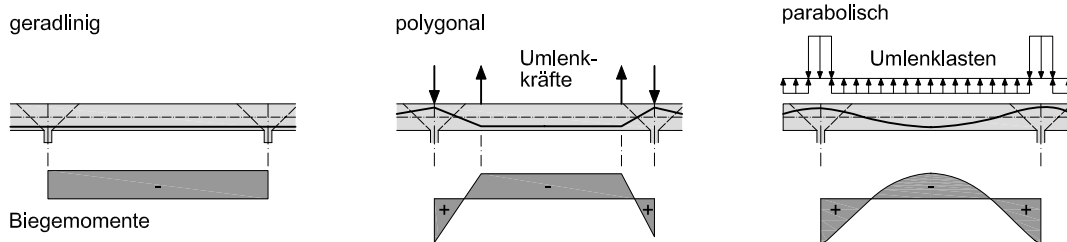


Abb. 4.10 mögliche Spannkabelführung in Flachdecken [39]

GERADLINIGER SPANKABELVERLAUF

Die Kabel werden auf die vorhandene Bewehrung gelegt und erzeugen Momente, die über die gesamte Länge konstant sind. Dies stellt trotz der Einfachheit hinsichtlich Ausführung keine optimale Lösung dar, da weder die erzeugten Schnittkräfte aus Vorspannung jenen aus Belastung entsprechen, noch - durch die fehlenden Umlenkkräfte - der Durchstanzwiderstand im Bereich der Stützen erhöht werden kann.^[39]

POLYGONALER SPANGLIEDVERLAUF

Eine Weiterentwicklung stellt der trapezförmige Spanngliedverlauf dar. Trotz einer vergleichbar einfachen Ausführung, guter Kontrollierbarkeit und einer geringen Anzahl erforderlicher Unterstützungen - die Kabel liegen im Feldbereich direkt auf der unteren Bewehrungslage auf und werden nur über den Stützen angehoben, wobei der Verlauf bis auf die Krümmungsradien durchwegs geradlinig ist - können die entstehenden Umlenkkräfte besser als beim geradlinigen Spanngliedverlauf an die Belastung angepasst werden. Durch Wahl geeigneter Umlenkpunkte ($0,374 l$ vom freien Rand und $0,187 l$ von den inneren Stützungen entfernt) kann ein Momentenverlauf erzeugt werden, der annähernd dem parabolischen Verlauf aus den äußeren Einwirkungen entspricht.^[39]

PARABOLISCHER SPANNGLIEDVERLAUF

Obwohl bei parabolischer Spanngliedführung Umlenklasten erzeugt werden, die den äußeren Einwirkungen am besten entsprechen, ist diese für die Anwendung bei Flachdecken nicht wirtschaftlich, weil zu aufwändig: zur Einhaltung einer Lagegenauigkeit von ± 5 [mm] ist eine Vielzahl entsprechender Stützungen im Maximalabstand von 1,00 [m] anzuordnen bzw. genau einzumessen. Zudem sollte die Kabelgeometrie so gewählt werden, dass die Wendepunkte im Bereich des kritischen Querschnittes der jeweiligen Stütze zu liegen kommen, da durch die dort vorhandene maximale Neigung der Spannkabel die Durchstanzgefahr minimiert werden kann.^[39]

FREIE SPANNGLIEDLAGE

Das Spannkabel wird nur an den Hochpunkten fixiert und liegt nach einer gewissen - von seiner Steifigkeit abhängigen Länge - auf der unteren Bewehrung auf. Die so erzeugten Umlenklasten haben einen parabolischen Verlauf. Diese Methode bringt den Vorteil des geringen Verlegeaufwandes in Kombination mit der verbundlosen Vorspannung mit sich. Allerdings können nur die Verformungen reduziert werden - auf die Tragsicherheit hat eine derartige Vorspannung nur geringe Auswirkungen.^[39] (für nähere Ausführungen vgl. Kap. 5)

4.1.4 HOHLKÖRPERDECKEN

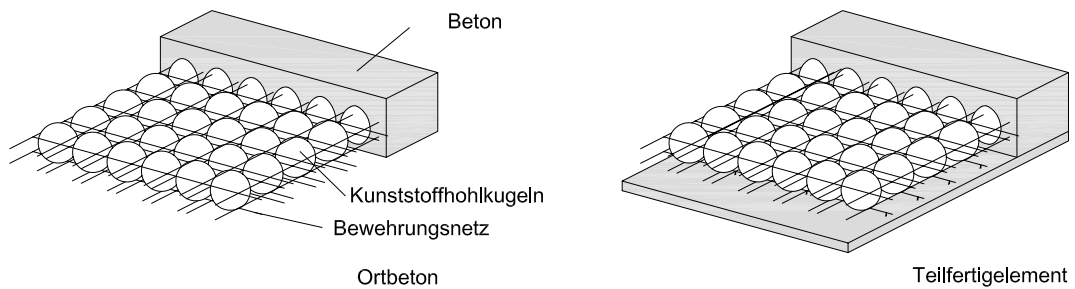


Abb. 4.11 Aufbau einer Hohlkörperdecke mit kugelförmigen Verdrängungskörpern [34]

Bei zweiachsig gespannten Hohlkörperdecken, welche kleinteilige, formstabile Verdrängungskörper aus recycletem Polyethylen enthalten, werden die Vorteile aus Gewichtersparnis (bis zu 35%), hoher Tragfähigkeit und der Möglichkeit eines biaxialen Lastabtrages miteinander kombiniert. Sowohl bei der Ortbeton- als auch bei der Halffertig- und Fertigteilerausführung kommen industriell produzierte Module, bestehend aus einer oberen und unteren Bewehrungslage mit dazwischen liegenden - in der Regel kugelförmigen - Hohlkörpern, welche durch die beiden Bewehrungslagen verbindende Gitterträger in ihrer Position fixiert sind, zum Einsatz (Abb. 4.11). Der Verlegeaufwand auf der Baustelle inklusive zusätzlicher Armierungsarbeiten kann dadurch minimiert werden.^[44] Durch die Reduktion des Eigengewichts können nicht nur größere Stützweiten (ohne Vorspannung bis zu 17 [m]), schlankere Tragkonstruktionen und in weitere Folge niedrigere Geschoßhöhen ausgeführt, sondern auch Stützen und Fundamente mit geringeren Abmessungen hergestellt werden.^[42] Trotz der systemimmanenten Fehlstellen im Beton kann eine gute Tragwirkung erreicht werden, da sich nach dem Ausbetonieren der Module zwischen den Verdrängungskörpern ein räumliches Fachwerk ausbildet.^[34] Die folgenden Ausführungen zum Trag- und Verformungsverhalten beziehen sich ausschließlich auf Hohlkörperdecken mit kugelförmigen Verdrängungskörpern.

TRAGVERHALTEN

Eine durch die Hohlkörper bedingte Fehlfläche innerhalb des Querschnittes verursacht Spannungsumlagerungen - im Wesentlichen bei der Biegung zu berücksichtigen - und Spannungserhöhungen, die sich auf das Schubtrag- und Durchstanzenverhalten auswirken. Des Weiteren werden Rissbildung, Verformungsver-

halten und Verankerung der Armierung durch die verminderte Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Verdrängungskörper beeinflusst.^[44]

BIEGETRAGVERHALTEN

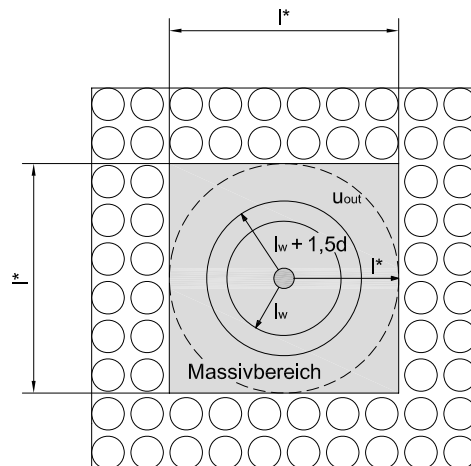
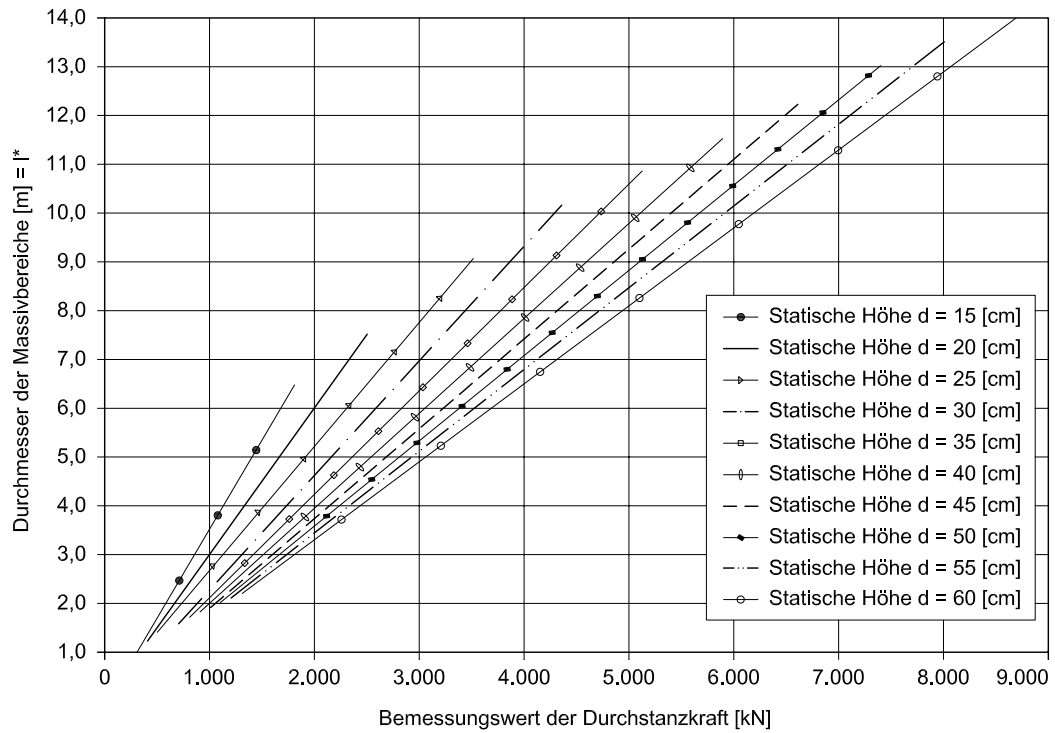
Durch Versuche konnte nachgewiesen werden, dass das Biegetragverhalten einer Hohlkörperdecke jenem einer Massivdecke mit gleichen Abmessungen entspricht und deshalb analog zu dieser bemessen werden kann.^[44]

QUERKRAFTTRAGVERHALTEN

Verantwortlich für die um ca. 40-50% im Vergleich zu Massivdecken reduzierte Querkrafttragfähigkeit von Hohlkörperdecken ist die durch die Verdrängungskörper verminderte Fläche zur Übertragung von Zugspannungen rechtwinkelig zum Versagensschubbriss. Das Ausbilden geneigter Betondruckstreben um die Kugeln herum führt zu einer Querkraftbeanspruchung in den Randbereichen der Platte und in weiterer Folge zum Einschnüren und Versagen der Betondruckzone.^[43]

DURCHSTANZEN

Auch bei zweiachsigen Hohlkörperdecken bildet sich unter hohen konzentrierten Lasten ein Durchstanzkegel mit einem Neigungswinkel von 30-45° aus. Während bei massiven Decken der Bruchvorgang durch das Versagen der schrägen Betondruckstreben eingeleitet wird, können bei Hohlkörperdecken - bedingt durch den großen Hohlraumanteil - die schrägen Zugspannungen nicht mehr aufgenommen werden. Folglich ist die Durchstanztraglast bei Hohlkörperdecken nur etwa halb so groß wie bei vergleichbaren Massivdecken und es wird empfohlen, auf das Anordnen von Verdrängungskörpern im Durchstanzbereich gänzlich zu verzichten, um so die volle Durchstanztragfähigkeit zu erreichen.^[44] (vgl. Abb. 4.12)



l_w Abstand von der Stütze zum äußersten Rand der Durchstanzbewehrung

l^* Durchmesser des Massivbereiches

Abb. 4.12 Abschätzung der hohlkörperfreien Zonen einer Hohlkörperdecke [48]

VERFORMUNGSVERHALTEN

Aus Versuchen wurde ersichtlich, dass sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand die Verformungen von Hohlkörperdecken unter gleicher Gesamtlast um ca. 15% größer sind als bei Massivdecken – das verminderte Eigengewicht der Hohlkörperdecken wurde bei der Versuchsdurchführung durch eine zusätzliche Nutzlast kompensiert. Als Faustregel gilt deshalb, dass die effektive Durchbiegung einer Hohlkörperdecke mit einem maximalen Belastungsverhältnis von Auflast zu Eigengewicht von 1,5 kleiner ist als jene einer massiven Decke gleicher Stärke und Stützweite.^[44]

ZUSTAND I

Hohlkörperdecken besitzen im Vergleich zu Massivdecken mit entsprechenden Abmessungen eine reduzierte Biegesteifigkeit. Ein mittleres Flächenträgheitsmoment lässt sich beispielsweise für kugelförmige Verdrängungskörper mit folgender Gleichung ermitteln^[44]:

$$I_{BDI}/m = \frac{\int_{-D_{BD}/2}^{D_{BD}/2+0,2 \cdot a_{BD}} I_{bi}(x) dx}{(2 \cdot a_{BD})^2}$$

- mit I_{BDI}/m gemittelttes Flächenträgheitsmoment der zweiachsigen Hohlkörperdecke im Zustand I bezogen auf einen Meter
- I_{bi} ideelles Flächenträgheitsmoment der zweiachsigen Hohlkörperdecke im Zustand I an der Stelle x
- d_{BD} Deckenstärke
- D_{BD} Durchmesser der Hohlkugel
- a_{BD} $D_{BD}/1,8$ - Hilfsmaß für die Hohlkörperdecke

Unter Vernachlässigung der Bewehrung und Annahme einer zentrischen Lage der Hohlkugeln erhält man daraus vereinfachend gemäß [44]:

$$I_{BDI}/m = \frac{\int_{-D_{BD}/2}^{D_{BD}/2+0,2 \cdot a_{BD}} \left(\frac{2 \cdot a_{BD} \cdot d_{BD}^3}{12} - r(x)^4 \cdot \frac{\pi}{4} \right) dx}{(2 \cdot a_{BD})^2}$$

Mit den Integrationsbereichen nach [44]:

$$-\frac{D_{BD}}{2} \leq x \leq \frac{D_{BD}}{2} \quad r(x) = \sqrt{\left(\frac{D_{BD}}{2}\right)^2 - x^2}$$

$$\frac{D_{BD}}{2} \leq x \leq \frac{D_{BD}}{2} + 0,2 \cdot a_{BD} \quad r(x) = 0$$

ergibt sich das um ca. 13% im Vergleich zum Vollquerschnitt verminderte mittlere Flächenträgheitsmoment gemäß [44] zu:

$$I_{BDI}/m = \frac{d_{BD}^3}{12} - 0,124 \cdot a_{BD}^3$$

ZUSTAND II

Die im Vergleich zu massiven Decken größeren Verformungen im gerissenen Zustand sind auf die kleinere mitwirkende Zugzone zwischen den Rissen, die geringere Risslast und insbesondere auf die verminderte Verbundwirkung im Einflussbereich der Kugeln zurückzuführen.^[44]

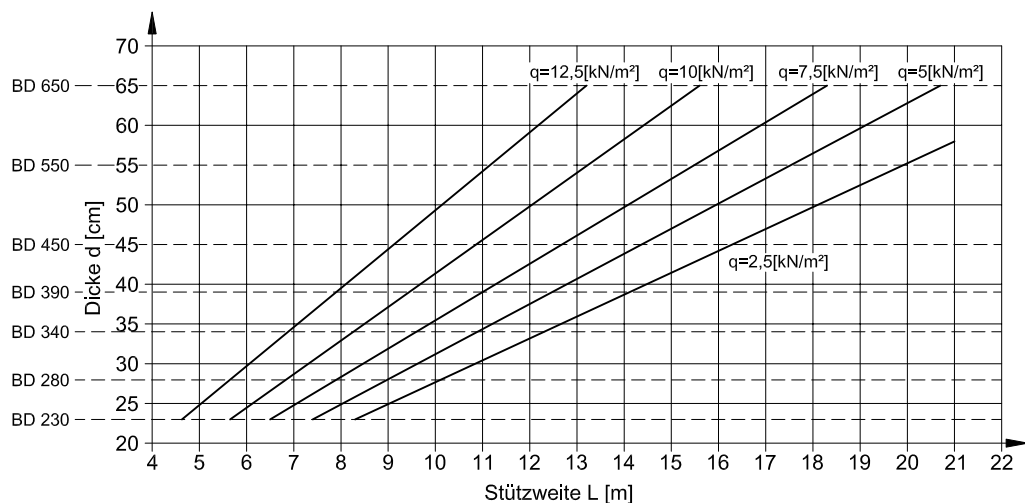


Abb. 4.13 Richtwerte für Deckenstärken von Hohlkörperdecken (*Bubble Deck*®)

4.2 TEILMONTAGEDECKEN

Unter Teilmontagedecken versteht man Fertigteilssysteme, die auf der Baustelle - eventuell zusätzlich bewehrt - mit Ortbeton vergossen werden, bzw. als verlorene Schalung für den Aufbeton dienen.

4.2.1 FÜLLKÖRPERDECKEN (RIPPENDECKEN)

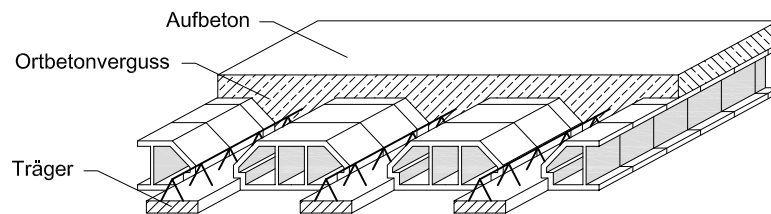


Abb. 4.14 Aufbau einer Füllkörperdecke [34]

Füllkörperdecken bestehen aus größtenteils vorgefertigten, deckengleichen Trägern, die in einem Abstand von maximal 75 [cm] angeordnet und mit eingehängten Füllkörpern aus Ziegel, Porenbeton oder Ähnlichem versehen sind. Je nach statischem Mitwirken der Füllkörper werden sie mit Beton vergossen oder mit Aufbeton ergänzt. Aus konstruktiver Sicht wirken Füllkörperdecken wie Rippendecken, und werden bis zu einer Spannweite von 6 [m] ausgeführt.^[34]

4.2.2 ELEMENTDECKEN

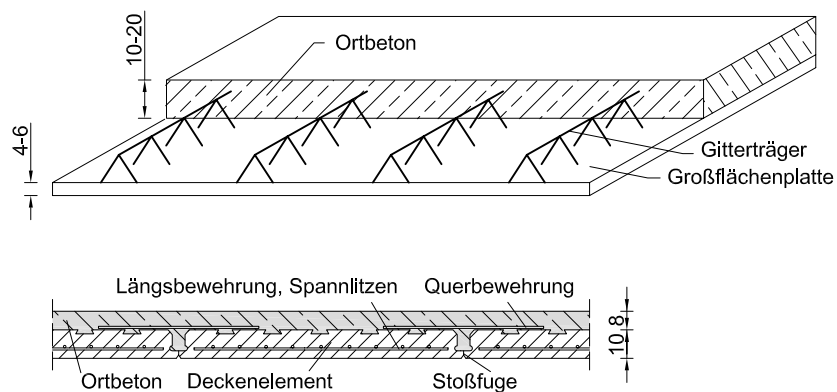


Abb. 4.15 Elementdecke und vorgespannte Elementdecke [34]

Elementdecken sind 4-8 [cm] dicke Teilfertigdecken aus Stahlbeton, die in der Regel einachsig gespannt und mit Ortbeton versehen werden. Die bis zu 2,6 [m] breiten Elemente sind mit Bügelrippen ausgestattet, um den späteren Verbund zwischen Fertigteil und Aufbeton zu sichern, eine ausreichende Steifigkeit für den Montagezustand zu gewährleisten und als Schubbewehrung mitzuwirken. Obwohl sich Bauzeit und Kosten verringern lassen, sind durch den hohen Eigengewichtsanteil große Deckenstärken erforderlich und in Folge dessen nur relativ geringe Spannweiten von bis zu 7 [m] ausführbar. Durch werkseitiges Vorspannen der Elemente können in Sonderfällen Spannweiten von bis zu 12 [m] erreicht werden.^[34]

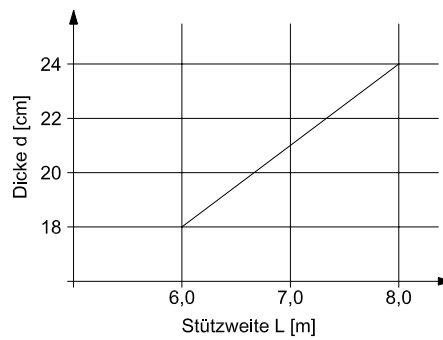


Abb. 4.16 Abschätzung der Deckenstärken von vorgespannten Elementdecken für wirtschaftliche Stützweiten [33]

4.3 VOLLMONTAGEDECKEN

Sämtliche Fertigteilelemente - entweder als Vollquerschnitt ausgeführt oder mit Hohlräumen versehen, aus Leicht- oder Normalbeton gefertigt, sowohl schlaff bewehrt als auch vorgespannt - welche durch lediglich geringfügige Manipulationen auf der Baustelle wie z. B. Fugen- oder Rostverguss ihre volle Tragwirkung erreichen, werden unter dem Begriff Vollmontagedecken zusammengefasst. Ursprünglich für den Industriebau entwickelt, haben Vollmontagedecken auf Grund der raschen Bauabwicklung vor Ort auch Einzug in den Garagen-, Verwaltungs- und Wohnbau gefunden.^[34]

4.3.1 DIELEN

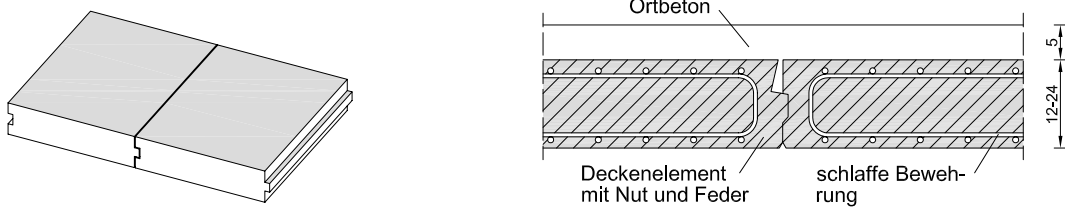


Abb. 4.17 Leichtbetondielen [34]

Heutzutage gebräuchliche Dielen weisen einen Vollquerschnitt aus dampfgehärtetem Porenbeton auf, werden in Längen bis von 6 [m] vorgefertigt und besitzen - bedingt durch das relativ hohe Transportgewicht - nur geringe Breiten. Sie werden in der Regel als Einfeldträger mit Fugenverguss ohne Aufbeton montiert.^[34]

4.3.2 HOHLDIELEN

Im Vergleich zu herkömmlichen Dielen kann bei Hohldielen durch runde, ovale oder rechteckige Hohlräume eine Materialersparnis von bis zu 40% erzielt werden. Um bei großen Spannweiten entsprechende Schlankheiten und geringe Verformungen erreichen zu können, werden Hohldielen mit sofortigem Verbund vorgespannt. Sie tragen Lasten einachsig ab - besitzen also keine Quertragfähigkeit - und sollten auf Grund des Fehlens einer oberen statischen Bewehrung lediglich als Einfeldträgersysteme für ausschließlich ruhende Belastung eingesetzt werden.^[34]

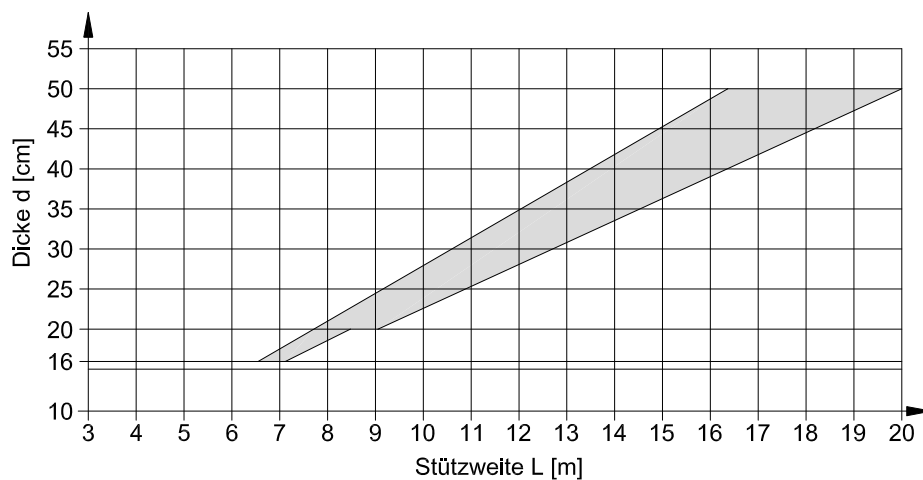


Abb. 4.18 Richtwerte für Spannbeton-Hohldielen [34]

4.3.3 DOPPELSTEGPLATTEN, TROGPLATTEN

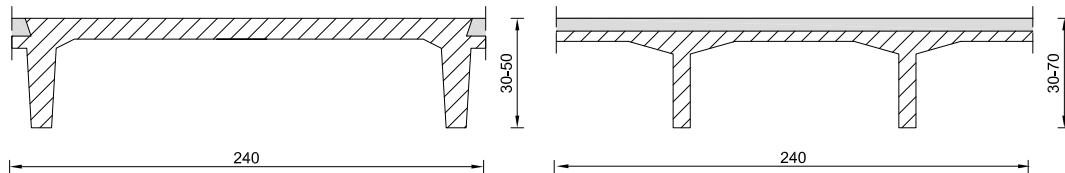


Abb. 4.19 Trog- bzw. Doppelstegplatten [34]

Die Doppelstegplatte (auch TT- oder π -Platte genannt) wird vor allem im Industrie- und Hallenbau bei größeren Stützweiten bis 25 [m] eingesetzt. Durch eine dünne Aufbetonschicht kann eine Querverteilungswirkung erreicht werden so dass derartige Decken bei niedriger dynamischer Belastung ebenfalls eingesetzt werden können. Trogplatten weisen einen höheren Deckenspiegel und einen unausgewogenen Querschnittsaufbau - allerdings mit höherer Steifigkeit - auf und werden überall dort eingesetzt, wo großflächige Öffnungen oder Befahrbarkeit gefordert sind. Sowohl bei Doppelsteg- als auch bei Trogplatten gibt es vorgespannte Ausführungen.^[34]

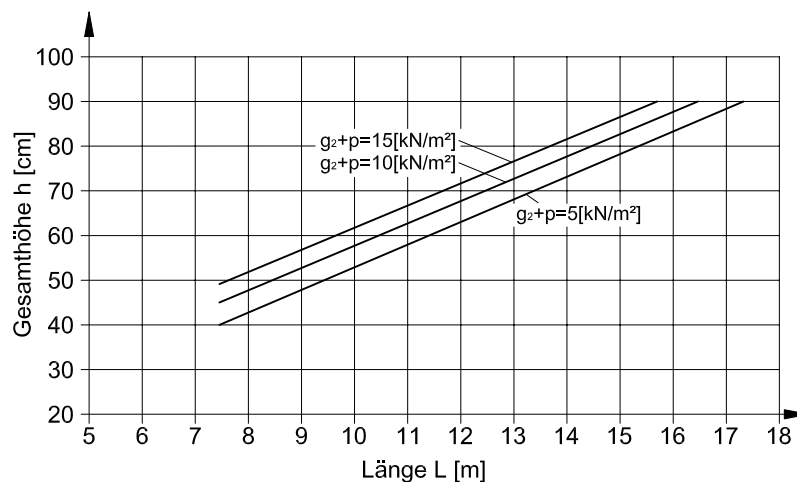


Abb. 4.20 Bauhöhe von Doppelstegplatten in Abhängigkeit von Stützweite und Nutzlast bei Verwendung als Geschoßdecke [33]

4.4 STAHL-BETON-VERBUNDDECKEN

Die Idee, die Tragfähigkeit einzelner Bauteile durch Verbund mit anderen zu erhöhen ist alt und hat ihre Ursprünge im Holzbau – mit mechanischen Verbindungsmitteln hergestellte zusammengesetzte Querschnitte und in weiterer Folge das gegenwärtigen Brettschichtholz seien als Beispiele genannt. Eine traditionelle Stahl-Beton-Verbundkonstruktion besteht aus Stahlprofilen mit Ortbetongängung und ist aus dem Bemühen entstanden, die Vorzüge des Stahlbaues - wie eine schnelle und einfache Montage - mit den bauphysikalischen Vorteilen des Massivbaus (unter anderem Brandschutz) zu kombinieren, dabei an Schalung und Rüstung zu sparen und unter Nutzung der jeweiligen Eigenschaften der beiden Werkstoffe ein optimiertes, leichteres Tragwerk zu erzeugen. Je starrer der Verbund zwischen den beiden Materialien ausgeführt wird - je größer also der Verdübelungsgrad ist - desto besser ist die Tragwirkung der Konstruktion.^[34]

4.4.1 TRAPEZBLECHVERBUNDDECKEN

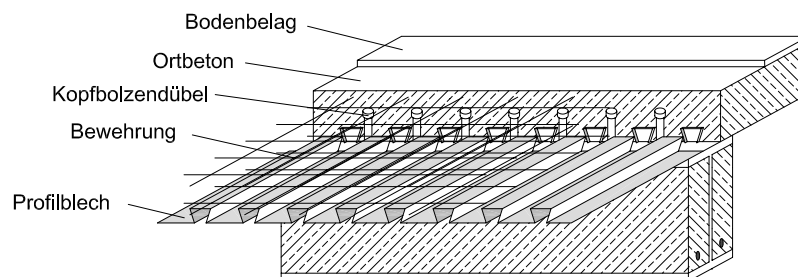


Abb. 4.21 Trapezblechverbunddecke (Hoesch)

Trapezblechverbunddecken bestehen aus Stahlprofiltafeln - in der Regel aus dünnem, verzinktem Stahlblech - welche mit Aufbeton versehen und schubfest mit diesem verbunden werden, wodurch sowohl an Konstruktionshöhe gespart als auch eine Gewichtsreduktion erzielt werden kann. Dem Stahlblech kommt dabei entweder eine tragende Funktion zu, oder es kann als verlorene Schalung und/oder untere Feldbewehrung dienen, wobei die erste Variante aus Gründen des Brandschutzes meist nicht zur Ausführung kommt. Weitere Vorteile sind eine rasche Verlegbarkeit - die Bleche dienen als selbsttragende Arbeitsbühne und Schalung - sowie die einfachen Befestigungsmöglichkeiten für Installationsleitun-

gen und dergleichen auf der Deckenunterseite. Spannweiten zwischen 2,4 und 6 [m] kommen zur Ausführung.^[34]

4.4.2 SLIM-FLOOR-DECKEN

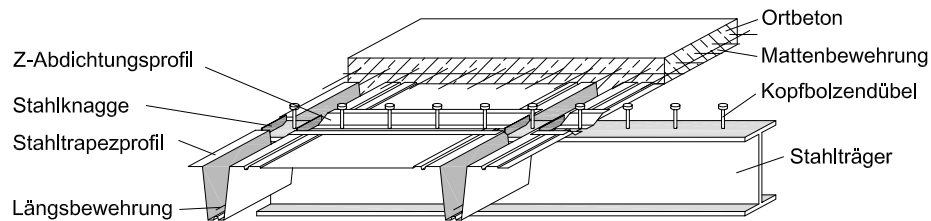


Abb. 4.22 Slim-Floor-Decke (*System Additiv Decke, Hoesch*)

Bei Slim-Floor-Decken können unter optimierter Ausnutzung des Materials die Vorteile von Flachdecken mit jenen von Unterzugsystemen kombiniert werden. Deckengleiche Stahlträger mit verbreiterten Flanschen bilden dabei die Auflager für vorgespannte Hohlplatten oder ähnliche Fertigteile bzw. herkömmliche Ortbetonplatten und können bei Spannweiten zwischen 8 und 12 [m] wirtschaftlich eingesetzt werden. Durch die Verwendung vorgefertigter Elemente wird ein rascher Baufortschritt gewährleistet - auch kann das Konstruktionseigengewicht durch den Einsatz geeigneter Füllplatten erheblich verringert werden. Geringe Deckenstärken, bzw. in weiterer Folge kleine Geschoßhöhen und ein durch die Überdeckung der Träger erzielbarer Brandwiderstand (REI 90) sind zusätzliche Vorteile.^[34] Allerdings resultieren aus der durch die Verformung der Träger entstehenden „biegeweichen“ Lagerung auch Probleme – die zusätzliche Schubbeanspruchung der Hohlplatten infolge der Biegung der Stahlträger vermindert die aufnehmbare Querkraft und reduziert so die Tragfähigkeit, die vergleichsweise bei starrer Lagerung erzielbar wäre, um bis zu 60%.^[17]

5 FREIE SPANGLIEDLAGE

5.1 GRÜNDE FÜR DIE ENTWICKLUNG DER FREIEN SPANGLIEDLAGE

Nach wie vor ist die Anwendung des Spannbetons eine Domäne des Brückenbaus. Der Einsatz im Hochbau ist - zumindest im Europäischen Raum - von untergeordneter Bedeutung. Dies hat verschiedene Ursachen, die neben überlieferten und normativ geregelten Lösungsansätzen aus dem Brückenbau, welche mitunter für den Hochbau nur schwer zu adaptieren sind,^[57] vor allem in den unterschiedlichen Lagerungs- und Umweltbedingungen sowie Zielvorgaben der jeweiligen Bauten zu finden sind.

5.1.1 ANFORDERUNGEN

Im Brückenbau ist neben der möglichen Steigerung von Traglast und Spannweite die Erzielung von Rissefreiheit ein vorrangiges Ziel - im Hochbau hingegen ist die Forderung nach absoluter Rissefreiheit aufgrund anderer Umgebungsbedingungen von untergeordneter Bedeutung und der Wunsch nach Beherrschung von Verformungen wird vorrangig.^[9]

5.1.2 LAGERUNG UND WIRKSAME VORSPANNKRAFT

Die im Brückenbau bevorzugte zwängungsfreie Lagerung gewährleistet, dass die gesamte Vorspannkraft im Stahl auf den Betonquerschnitt übertragen werden kann. Im Hochbau hingegen ist eine derartige Lagerung nur beim Fertigteilbau möglich. Ortbetontragwerke sind - durch aussteifende Wände bzw. Verbände, Treppenhäuser und Installationsschächte - oftmals hochgradig statisch unbestimmt.^[56] Bei Behinderung der Längsverkürzung „fließt“ die Vorspannkraft in die aussteifenden Wände und dergleichen ab und kann im Betonquerschnitt nicht mehr in vollem Maße genutzt werden. Lediglich die Vorspannung im Spannkabel selbst und somit die auf den Querschnitt wirkenden Umlenkkräfte sind gesichert und dürfen für die Berechnung angesetzt werden. Die Forderung nach Rissefreiheit kann schwer oder gar nicht erfüllt werden, da die teils unbeabsichtigten und schwer kontrollierbaren Zwängungen die Wahrscheinlichkeit zur Rissbildung erhöhen.^[29]

5.1.3 ART DER VORSPANNUNG

Mit der Entwicklung von Monolitzen, die sich durch werkseitig aufgetragenen Korrosionsschutz auszeichnen, entfällt zumindest bei Spannbetonbauten im Hochbau die strikte Rissbreitenbeschränkung und die Vorteile einer verbundlosen Vorspannung können genutzt werden. Für eine derartige Vorspannung bei Flachdecken spricht auch, dass die bei herkömmlicher Vorspannung mit Verbund für optimale Vorspannwirkung empfohlene Angleichung des Spanngliedverlaufes an den Verlauf der Momentenlinie unter Dauerlast^[56] bei dem verbreiteten Wunsch nach immer schlankeren Plattentragwerken (Stärken über 45 [cm] werden selten überschritten) nicht sinnvoll ist, da nur geringe Exzentrizitäten genutzt werden können. Das Fehlen von Schubbewehrung, welche zur Lagesicherung der Spannkabel herangezogen werden könnte, erfordert zusätzlich das Einbauen und Einmessen unterschiedlich hoher Unterstützungen und verursacht erhebliche Mehrkosten (bis zu 20% der Vorspannkosten), was die Vorspannung mit Verbund bei Flachdecken unwirtschaftlich macht. Weiters kann die Ermüdungsgefahr bei verbundloser Vorspannung erheblich verringert werden, da die durch Risse hervorgerufenen zusätzlichen Spannkabeldehnungen und somit -spannungen auf der gesamten Länge zwischen den Ankern eingetragen werden und nicht wie bei Vorspannung mit Verbund nur zwischen den relativ kurzen Einleitungsstrecken der Risse, was dort zu erheblichen Spannungsschwankungen führt.^[56]

5.1.4 GRAD DER VORSPANNUNG

Durch die im Hochbau vorhandenen Dehnungsbehinderungen sollten die Vorspannkräfte klein gehalten werden, um auch in angrenzenden Bauteilen Zwängungen und Risse zu verhindern. Selbige werden in der Regel so gewählt, dass in erster Linie unzulässige Verformungen kompensiert werden bzw. die Durchstanztragfähigkeit erhöht wird, während im Brückenbau vorwiegend hohe Vorspanngrade zum Einsatz kommen. Vorteil der verbundlosen Vorspannung mit niedrigen Vorspanngraden sind duktile Bauteile bei verringerten Bauhöhen - die Tragsicherheit und die Begrenzung der Rissbreiten müssen allerdings hauptsächlich durch die schlaffe Bewehrung abgedeckt werden.^[56]

5.2 KONZEPT DER FREIEN SPANNGLIEDLAGE

Die Freie Spanngliedlage bietet nun die Möglichkeit, die verbundlose interne Vorspannung hinsichtlich Zeit-, Kosten- und Arbeitsaufwand zu optimieren^[1]. Bei plattenförmigen Tragwerken mit geringen Deckenstärken wird das Spannglied nur an den Hochpunkten (beispielsweise über den Stützen) unterstellt und dort im Abstand von 30 [cm] zweimal mit der oberen schlaffen Bewehrung verbunden. Im Feldbereich hängt es frei durch und liegt auf der unteren Bewehrungslage auf. Im Gegensatz zur Vorspannung mit Verbund, wo der maßgebende Nachweis der Gebrauchsspannungen die exakte Höhenlage des Spannkabels in jedem Punkt und demzufolge hohe Einbaugenauigkeit erfordert, sind bei einer Vorspannung, die bloß darauf abzielt, die Begrenzung der Verformung bzw. den Nachweis der Tragsicherheit in dem am höchsten beanspruchten Querschnitt zu erfüllen, nur die Hoch- und Tiefpunkte des Spanngliedes von Bedeutung. Der exakte Verlauf des Spannkabels dazwischen spielt lediglich eine untergeordnete Rolle.^[56]

Die Einhaltung des minimalen Krümmungsradius der Litzen ($R_{\min} = 2,50$ [m]) im Bereich der Mittenanhebung beschränkt die Anwendung der freien Spanngliedlage auf Platten mit Dicken bis 45 [cm]. Allerdings kann von dieser Restriktion Abstand genommen werden, wenn die Unterschreitung der Mindestradien auch bei dickeren Platten durch die Anordnung von geeigneten Unterstellungen verhindert wird bzw. der entsprechende Bauteil als Einfeldsystem ausgeführt wird.^[57]

5.3 LAGE DES SPANNGLIEDES

Am Institut für Betonbau der Universität Innsbruck konnte der Verlauf der freien Lage der Spannglieder zwischen der oberen und unteren Bewehrung anhand von zahlreichen Untersuchungen, Betonierversuchen und theoretischen Ableitungen annähernd als Parabel 4. Ordnung - unabhängig vom Typus der angeordneten Monolitzen (Einzelspannglied, Zwillings- oder Vierlingsbänder) - bestimmt werden.^[57] Die Bereiche der Mittenanhebung (Anhebung des Spanngliedes bis zur oberen Bewehrungslage über den Stützen bzw. Mittelauflagern) und Randanhebung (Anhebung des Spanngliedes bis zur Plattenmitte im Verankerungsbereich) weisen dabei unterschiedliche Krümmungen auf und werden durch separate Funktionen beschrieben. Ausgehend von der Höhe der Anhebung e können in Abhängigkeit von der Steifigkeit des verwendeten Spanngliedes die Länge des freien Durchhanges und in weiterer Folge durch Differentiation auch Tangenten- neigung und Krümmung des Kabels ermittelt werden.^{[57], [28]}

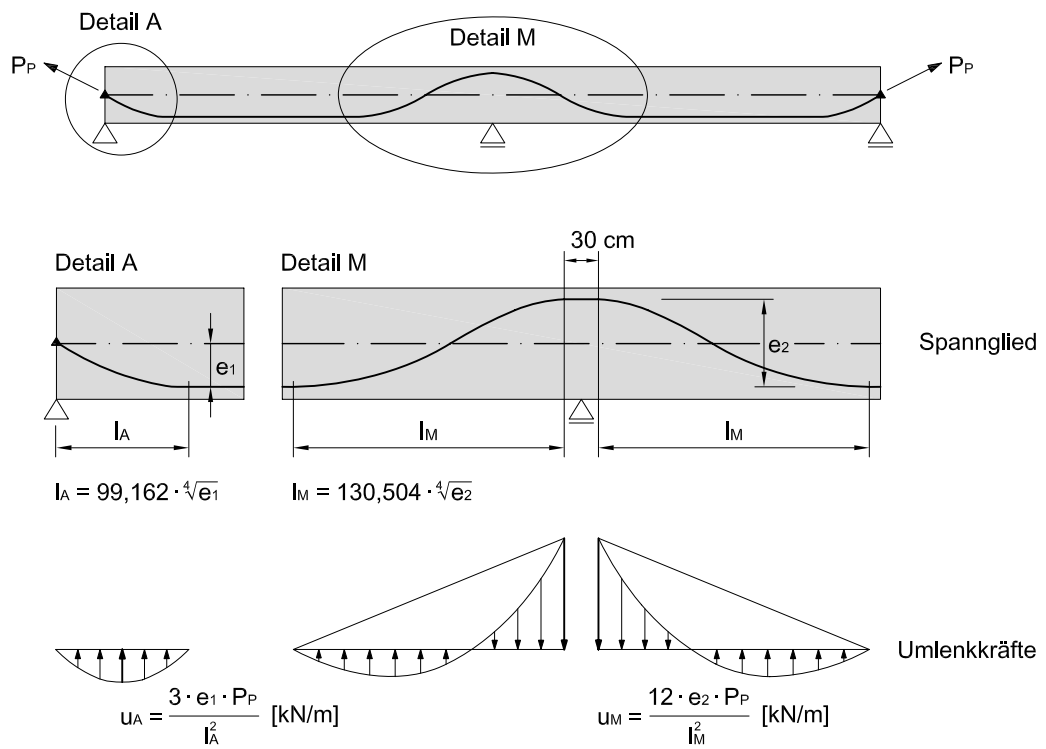


Abb. 5.1 Spannkabelgeometrie und Umlenkräfte bei freier Spanngliedlage (Wicke, M./Maier, K.)

5.4 ANALYTISCHE FUNKTIONEN DER ANHEBUNG BZW. UMLENKRÄFTE

5.4.1 MITTENANHEBUNG

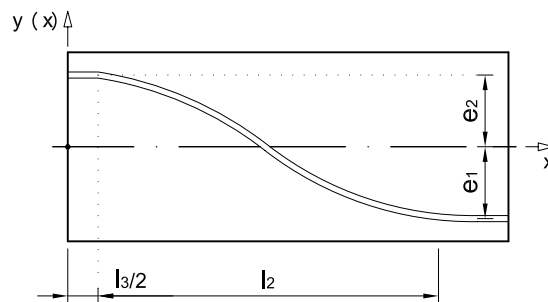


Abb. 5.2 Spanngliedverlauf bei Mittenanhebung an zwei Stellen [28]

Die analytische Funktion der Spanngliedlage ergibt sich lt. [28] zu:

$$y(x) = e_2 \quad \text{für } 0 < x < \frac{l_3}{2}$$

$$y(x) = (e_1 + e_2) \cdot \left[-3 \cdot \left(\frac{x - \frac{l_3}{2}}{l_2} \right)^4 + 8 \cdot \left(\frac{x - \frac{l_3}{2}}{l_2} \right)^3 - 6 \cdot \left(\frac{x - \frac{l_3}{2}}{l_2} \right)^2 + 1 \right] - e_1 \quad \text{für } x \geq \frac{l_3}{2}$$

mit l_3 Abstand der zwei oberen Befestigungen (meist wird ein Abstand von $l_3 = 30$ [cm] gewählt)

Daraus lässt sich der Verlauf der Umlenkräfte somit lt. [28] daraus ableiten zu:

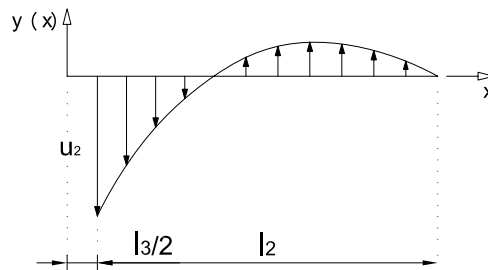


Abb. 5.3 Verlauf der Umlenkräfte bei Mittenanhebung an zwei Stellen [28]

$$y(x) = 0 \quad \text{für } 0 < x < \frac{l_3}{2}$$

$$y(x) = -\frac{3 \cdot u_2}{l_2^2} \cdot \left(x - \frac{l_3}{2} \right)^2 + \frac{4 \cdot u_2}{l_2} \cdot \left(x - \frac{l_3}{2} \right) - u_2 \quad \text{für } x \geq \frac{l_3}{2}$$

mit

$$u_2 = \frac{12 \cdot (e_1 + e_2) \cdot P}{l_2^2} \quad \text{folgt für den Bereich } x \geq \frac{l_3}{2} \text{ lt. [28]:}$$

$$y(x) = -\frac{36 \cdot (e_1 + e_2) \cdot P}{l_2^4} \cdot \left(x - \frac{l_3}{2} \right)^2 + \frac{48 \cdot (e_1 + e_2) \cdot P}{l_2^3} \cdot \left(x - \frac{l_3}{2} \right) - \frac{12 \cdot (e_1 + e_2) \cdot P}{l_2^2}$$

5.4.2 RANDANHEBUNG

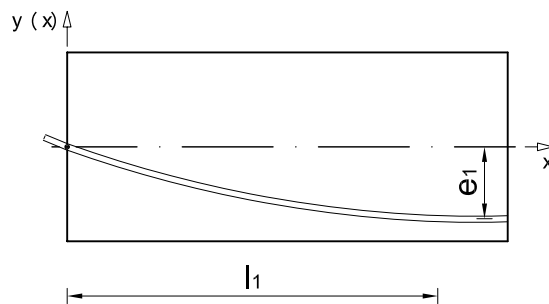


Abb. 5.4 Spanngliedverlauf der Randanhebung [28]

Der Verlauf des Spanngliedes ergibt sich lt. [28] zu:

$$y(x) = -e_1 \cdot \left[2 \cdot \frac{x}{l_1} - 2 \cdot \left(\frac{x}{l_1} \right)^3 + \left(\frac{x}{l_1} \right)^4 \right]$$

und daraus durch Ableiten der Verlauf der Umlenkkräfte lt. [28]

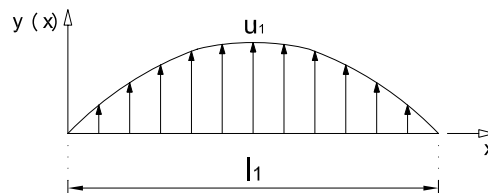


Abb. 5.5 Verlauf der Umlenkkräfte der Randanhebung [28]

$$y(x) = \frac{4 \cdot u_1}{l_1^2} \cdot x^2 + \frac{4 \cdot u_1}{l_1} \cdot x$$

mit

$$u_1 = \frac{3 \cdot e_1 \cdot P}{l_1^2}$$

folgt weiters lt. [28]

$$y(x) = -\frac{12 \cdot e_1 \cdot P}{l_1^4} \cdot x^2 + \frac{12 \cdot e_1 \cdot P}{l_1^3} \cdot x$$

5.5 MONTAGE DER SPANNGLIEDER

Die Auswertung der bei Betoniersuchen der TU Innsbruck bezüglich des Arbeitsablaufes bei der Verlegung der Spannglieder gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen führten zur Entwicklung nachstehender Montageanweisung.^{[53], [26]}

Die angesprochenen Versuche lieferten zudem die Erkenntnis, dass Kunststoffkabelbinder für die Befestigung der Spannglieder an der oberen Bewehrungslage im Bereich der Mittenanhebung ungeeignet sind, da sie bereits bei geringer Belastung durch Bruch der Befestigungsklemme versagen. Um Einschnürungen der Spannkabel im Bereich ebendieser Befestigungen zu vermeiden, ist es unabdingbar, die Spannglieder mit einem Überschubrohr oder Ähnlichem zu schützen. Die Aufnahme der auf die Halterungen wirkenden großen Kräfte wird durch Befestigung der Spannglieder an zwei im Abstand von 0,3 bis 1,0 [m] liegenden Punkten (I_3 der analytischen Funktionen) mit doppelt genommenem Draht sichergestellt. Die Befestigung an unteren Bewehrungslage kann wahlweise mit Kunststoffkabelbindern oder einfach genommenem Draht erfolgen.^[28] Die Wahl von Anzahl und Anordnung der Distanzstreifen zwischen oberer und unterer Bewehrungslage hat gemäß den einschlägigen Normen zu erfolgen, um eine ausreichende Steifigkeit des Bewehrungskorbes zu erzielen. Die Spannglieder liegen infolgedessen während des Betoniervorganges geschützt zwischen den beiden Bewehrungslagen und können nicht betreten werden^[57].

5.5.1 MONTAGEANWEISUNG

1. Einbau der unteren schlaffen Bewehrung auf Abstandhaltern
2. Einbau der Spanngliedverankerung und Trompeten inklusive Befestigung an der Schalung
3. Auslegen der Spannglieder auf der unteren Bewehrung
4. Abschälen des Hüllrohrmantels auf die erforderliche Länge
5. Einfädeln der Spannglieder in die Verankerungen, ohne die Hüllrohre mit dem Ankerkörper bzw. Übergangsrohr fest zu verbinden
6. Einbau der Abstandhalter für die obere Bewehrungslage
7. Montage der Überschubrohre zum Schutz der Spannglieder im Bereich der Rödellagen mit der oberen Bewehrung

8. Verlegen der oberen schlaffen Bewehrung
9. Anheben der Spannglieder (Mittenanhebung) und Verbinden mit der oberen Bewehrung
10. Verbinden der Spannglieder mit der unteren Bewehrung
11. Abdichten des Anschlusses der Spannglieder an die Übergangsröhre der Verankerungen mit Klebeband oder Ähnlichem

6 BEMESSUNG VON VORGESPANNTEN FLACHDECKEN

Die Bemessung von Spannbetonbauteilen erfolgt grundsätzlich identisch der Bemessung von reinen Stahlbetonbauteilen. Bei der Vorspannung ohne Verbund wird der Effekt der Vorspannung auf der Einwirkungsseite berücksichtigt – dafür ist die Kenntnis der (mittleren) Spannkraft nach Abzug aller sofortigen und zeitabhängigen Verluste erforderlich. Nachfolgend soll kurz auf einige Besonderheiten bei der Bemessung von Spannbetonbauteilen im Allgemeinen bzw. von vorgespannten Flachdecken im Besonderen eingegangen werden.

6.1 GRUNDLAGEN DES PLATTENTRAGVERHALTENS

Platten sind in der Regel hochgradig statisch unbestimmte Tragwerke, deren Tragverhalten wesentlich komplexer als jenes stabförmiger Bauteile ist.^[13] Während bei der Berechnung „dünner“ Platten vorwiegend die Theorie nach Kirchhoff zur Anwendung kommt, wird bei der Berechnung „dicker“ Platten die Theorie nach Reissner - Mindlin angewendet. Bei ersterer wird analog zur Stabtheorie angenommen, dass die Querschnittsebene auch im verformten Zustand senkrecht zur Mittelebene bleibt (ebener Spannungszustand), bei letzterer werden Schubverformungen mitberücksichtigt. Verformungen in der Plattenebene werden bei beiden Theorien vernachlässigt. Da im Hochbau generell die Deckenstärken im Vergleich zu den Spannweiten gering sind, erfolgt bei den meisten FE-Programmen die statische Berechnung vorwiegend auf Grundlage der Theorie nach Kirchhoff.^[54]

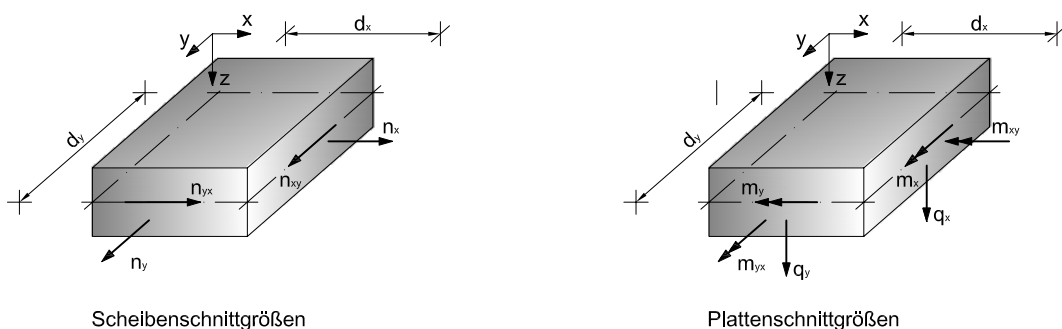


Abb. 6.1 Schnittgrößen am infinitesimalen Plattenelement [37]

Unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens sowie unter ausschließlich normal auf die Plattenebene wirkender Belastung lassen sich für die

in der Platte wirkenden Scheiben- bzw. Plattenschnittgrößen folgende Differentialgleichungen herleiten (vgl. [37]):

Scheibenschnittgrößen:

$$n_x = \frac{F_{Rx}}{dy} = \frac{1}{dy} \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x dy dz = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x dz$$

$$n_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y dz$$

$$n_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} dz \quad n_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} dz$$

Plattenschnittgrößen:

$$m_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_x z dz \quad m_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_y z dz \quad \text{Biegemomente}$$

$$m_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xy} z dz \quad m_{yx} = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yx} z dz \quad \text{Drillmomente}$$

$$q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{xz} dz \quad q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \tau_{yz} dz \quad \text{Querkräfte}$$

Überdies bilden sich bei punktgestützten Platten im Gegensatz zu liniengelagerten Platten im Stützenbereich radial und tangential gerichtete negative Momente aus. Auf die genaue Beschreibung der Schnittkraft- und Spannungsermittlung von Flachdecken sowie die Finite-Elemente-Methode wird im Rahmen dieser Diplomarbeit jedoch verzichtet.

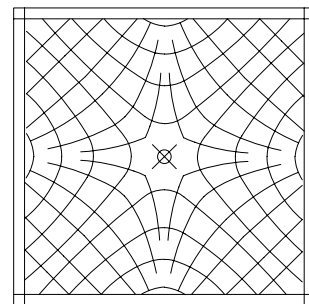
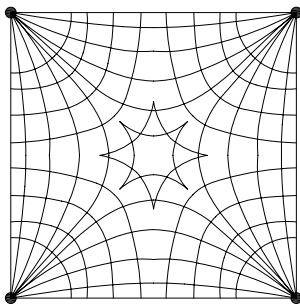


Abb. 6.2 Hauptmomentenlinien von punktgestützten bzw. umfangsgelagerten Flachdecken
(Kolbitsch, A.)

6.2 SPANNKRAFTVERLUSTE

Die in das Spannglied am Spannanker eingebrachte Vorspannkraft wird durch sofortige Verluste in Abhängigkeit von der Laufkoordinate x im Bauteil während des Spannens und Verankerns sowie durch zeitabhängige Verluste aus Kriechen, Schwinden und Spannstahlrelaxation reduziert.^[60]

Der Mittelwert der Spannkraft im Kabel an jeder beliebigen Stelle x zum Zeitpunkt $t=0$ (unmittelbar nach dem Spannens und Verankern) ergibt sich somit zu^[32]:

$$P_{m0}(x) = P_0 - \Delta P_{el} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl}(x)$$

mit	P_0	Pressenkraft (Höchstkraft während des Spannens)
	ΔP_{el}	Spannkraftverlust infolge elastischer Betonverkürzung
	$\Delta P_{\mu}(x)$	Spannkraftverlust infolge Reibung
	$\Delta P_{sl}(x)$	Spannkraftverlust infolge Ankerschlupf

Gemäß Eurocode 2 sind für die Spannstahlspannungen folgende Grenzwerte einzuhalten:

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0,8 \cdot f_{pk} \\ 0,9 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$$

$$\sigma_{p0,max} = \min \begin{cases} 0,7 \cdot f_{pk} \\ 0,8 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$$

mit	$\sigma_{p,max}$	Größtwert der Spannung im Spannglied während des Spannvorgangs
	$\sigma_{p0,max}$	Größtwert der Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Spannens abzüglich aller sofortigen Verluste
	f_{pk}	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
	$f_{p0,1k}$	charakteristischer Wert der 0,1% Dehngrenze des Spannstahls

6.2.1 SPANNKRAFTVERLUST INFOLGE ELASTISCHER BETONVERKÜRZUNG

Die elastische Verkürzung des Betons, welche durch das Spannen des Kabels verursacht wird, bewirkt - zusätzlich beeinflusst von der Spannreihenfolge - einen Spannkraftabfall in den bereits gespannten Spanngliedern.^[60]

Gemäß Eurocode 2 darf der mittlere Spannkraftverlust wie folgt ermittelt werden:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

mit	A_p	Querschnittsfläche eines Spannkabels
	E_p	Bemessungswert des E-Moduls für Spannstahl
	$E_{cm}(t)$	mittlerer Elastizitätsmodul als Sekante nach t Tagen
	$\Delta \sigma_c(t)$	Spannungsänderung im Schwerpunkt der Spannglieder zum Zeitpunkt t
	$j =$	$(n - 1)/2n \approx 1/2$
	n	Anzahl der nacheinander gespannten Spannglieder

6.2.2 SPANNKRAFTVERLUST INFOLGE REIBUNG

Die beim Spannvorgang erzeugte Reibungskraft zwischen Spannglied und Hüllrohr - insbesondere im Bereich von Umlenkstellen - reduziert die eingebrachte Spannkraft ausgehend von der Spannstelle. Sie hängt von den planmäßigen und ungewollten Umlenkwinkeln, dem Abstand der Unterstützungen sowie der Oberflächenrauigkeit und Biegesteifigkeit des Spanngliedes ab.^[60]

Die Reibungsverluste lassen sich gemäß Eurocode 2 folgendermaßen ermitteln:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\theta + k \cdot x)})$$

mit	$P_{max} =$	Größtwert der Spannkraft im Spannglied während des Spannvorgangs, Kraft am Spannende
	μ	Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr
	θ	Summe der planmäßigen Umlenkwinkel über die Länge x unabhängig von Richtung und Vorzeichen
	k	ungewollter Umlenkwinkel je Längeneinheit, abhängig von der Art des Spanngliedes

6.2.3 SPANNKRAFTVERLUST INFOLGE ANKERSCHLUPF

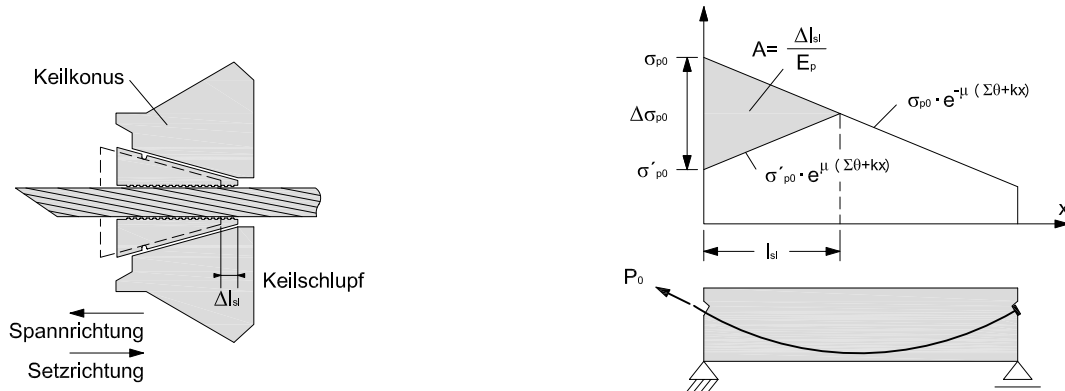


Abb. 6.3 Keilverankerung und Verlauf der Spannstahlspannungen [60]

Der Keilschlupf Δl_{sl} , welcher als Gleitweg gegen die Spannrichtung bei der Verankerung des Spanngliedes auftritt und je nach Spannkabelauführung zwischen 2 und 10 [mm] betragen kann, führt zu einer „Entspannung“ des Kabels. Der Dehnungs- und somit Spannungsverlust wird auf die Nachlasslänge l_{sl} begrenzt. Spannkraftverluste können unter Annahme eines konstanten Reibbeiwertes μ für Anspann- und Nachlassvorgang iterativ bestimmt werden (Abb. 6.3).^[60]

$$\Delta l_{sl} = \frac{1}{E_p} \cdot \int_{x=0}^{l_{sl}} \Delta \sigma_p(x) dx$$

mit	Δl_{sl}	Keilschlupf (lt. Europäischen Techn. Zulassungen)
	E_p	Bemessungswert des E-Moduls für Spannstahl
	$\Delta \sigma_p$	Spannungsdifferenz vor und nach dem Verankern
	l_{sl}	Nachlasslänge

6.2.4 ZEITABHÄNGIGE SPANNKRAFTVERLUSTE

Die Einflüsse aus Kriechen, Schwinden und Spannstahlrelaxation werden gemäß Eurocode 2 in folgender Form berücksichtigt:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

mit	$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	Spannungsänderung in den Spanngliedern infolge Kriechen, Schwinden und Relaxation an der Stelle x zum Zeitpunkt t
	ε_{cs}	Endschwindmaß
	$\Delta\sigma_{pr}$	Spannungsänderung infolge Relaxation
	E_p	Elastizitätsmodul für Spannstahl
	E_{cm}	Elastizitätsmodul für Beton
	$\varphi(t, t_0)$	Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei Lastaufbringung zum Zeitpunkt t=0
	$\sigma_{c,QP}$	Betonspannung in Höhe der Spannglieder
	A_p	Querschnittsfläche aller Spannglieder an der Stelle x
	A_c	Betonquerschnittsfläche
	I_c	Flächenträgheitsmoment des Betons
	z_{cp}	Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Betonquerschnittes und den Spanngliedern

6.3 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT (ULS)

Die erforderliche Spannstahlmenge bei Flachdecken wird in der Regel derart gewählt, dass die Verformungsbeschränkungen eingehalten werden. Während sich bei Vorspannung mit Verbund die erforderliche Bewehrungsmenge aus konventionellem Betonstahl und Spannstahl zusammensetzt, kann bei Vorspannung ohne Verbund dem Spannstahl aufgrund der fehlenden Verbundeigenschaften kein Traglastanteil zugewiesen werden. Eine Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$, welche durch eine äußere Belastung bzw. eine aufgezwungene Verformung hervorgerufen wird, resultiert bei der Vorspannung ohne Verbund aus der Verlängerung des Spanngliedes über seine gesamte Länge. Dies führt lediglich zu geringen Spannungszuwächsen im Spannstahl und die Streckgrenze wird daher im Allgemeinen nicht erreicht.^[7] Die Ermittlung der zusätzlichen Spannstahldehnungen kann nicht mehr anhand von Querschnittsbetrachtungen erfolgen, sondern setzt eine nichtlineare Systemanalyse des gesamten Bauteils voraus – lt. Eurocode 2 wird der Span-

nungszuwachs $\Delta\sigma_{p,ULS}$ im Spannkabel ohne direkte Berechnung mit $100 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ festgelegt. Zusätzlich reduzieren die auftretenden Risse die Höhe der Betondruckzone, weshalb zum Erreichen der Tragsicherheit ein bedeutend höherer Anteil an Schlaffstahl als bei Vorspannung mit Verbund erforderlich ist. Die vereinfachte Nachweisführung entspricht im Wesentlichen jener von nicht vorgespannten Bauteilen, wobei die Vorspannung als äußere Einwirkung auf Höhe der Spannstahlachse angesetzt und das resultierende Moment M_{Edp} auf die Schlaffstahlachse bezogen wird (vgl. Abb. 6.4).^[39]

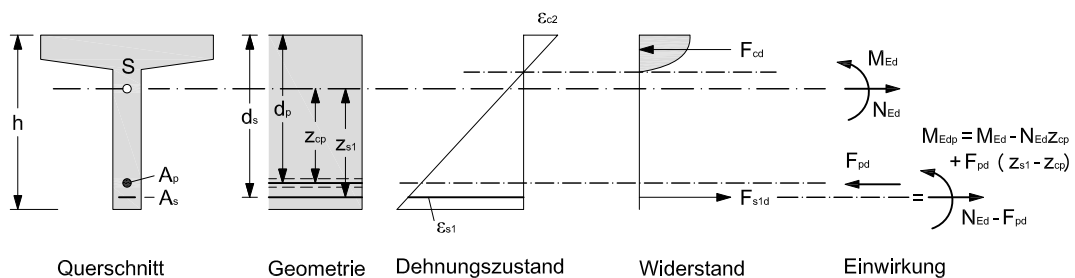


Abb. 6.4 Ansatz zur Bemessung vorgespannter Querschnitte unter Biegung und Längskraft (bei statisch bestimmten Systemen) [60]

Der Nachweis im ULS wird in der Form

$$E_d \leq R_d$$

mit E_d Bemessungswert der Einwirkungen
 R_d Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

geführt, wobei die in der Regel günstige Wirkung der Vorspannung gemäß Eurocode 2 mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{p,fav} = 1,0$ zu berücksichtigen ist.

6.3.1 MINDESTBEWEHRUNG VON VORGESpanNTEN BAUTEILEN

Spannstähle können durch wasserstoffinduzierte Spannungsrissskorrosion - die Risse entstehen dabei unter hohen Spannungen ausgehend von Fehlstellen auf kristalliner Ebene und pflanzen sich bis zur kritischen Rissbreite fort - vorankündigungslos versagen. Obwohl die heute produzierten Spannstähle durch ihre chemische Zusammensetzung und Herstellung unempfindlich gegenüber Spannungsrissskorrosion sind, ist ein duktiler Bauteilverhalten durch Einbau einer Mindestbewehrung bei Stahlbetonbauteilen, bzw. bei Spannbetonbauten durch den rechnerischen Nachweis der Robustheit zu gewährleisten. Dabei ist gemäß Eurocode 2 sicherzustellen, dass sich unter der häufigen Einwirkungskombination bereits vor Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit Risse ausbilden.^[7] Die aus dem Rissmoment abgeleitete Mindestbewehrung soll ein Bauteilversagen unter Zwangseinwirkung bzw. Eigenspannungen verhindern und die Breite der entstehenden Risse begrenzen.^[39] Gemäß Eurocode 2 lässt sich die Mindestbewehrung wie folgt bestimmen:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0,26 \cdot b_t \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \\ 0,0013 \cdot b_t \cdot d \end{cases}$$

mit	b_t	mittlere Breite der Zugzone
	d	statische Nutzhöhe
	f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
	f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

Bei verbundlos und bei extern vorgespannten Bauteilen ist zusätzlich nachzuweisen, dass im Grenzzustand der Tragfähigkeit das 1,15- fache des Rissmomentes durch die Bewehrung aufgenommen werden kann.

Die maximale Betonstahlfläche ist gemäß Eurocode 2 auf 4% der Fläche des Betonquerschnittes zu beschränken.

6.4 DURCHSTANZEN VON FLACHDECKEN

Neben der Verformungsbegrenzung wird bei schlanken, weitgespannten Flachdecken auch die Problematik des Durchstanzens maßgebend – ein Phänomen, das vor allem bei flächigen Bauteilen unter konzentrierter Einleitung von normal zur Systemebene wirkenden Lasten bzw. Auflagerkräften beobachtet werden kann. Die Gefahr des Durchstanzens beschränkt sich demzufolge nicht nur auf den Stützen- oder Lasteinleitungsbereich von Flachdecken - auch im Bereich von unterbrochener linienförmiger Lagerung (etwa bei Wandecken oder -enden) sowie bei Stützen über Einzelfundamenten oder Fundamentplatten kann es zum Durchstanz kommen. Bei den ersten punktgestützten Flachdecken (zu Beginn des 20. Jahrhunderts in den USA und erst ein Vierteljahrhundert später in Europa in Form von Pilzdecken realisiert) wurde das Durchstanzproblem durch Einhaltung von Mindestabmessungen für die Stützenköpfe umgangen. Auch bei den ersten echten Flachdecken, die Ende der 30-er Jahre (wiederum von den USA ausgehend) die Pilzdecken verdrängten, wurde diese Problematik durch Einbetonieren von Walzprofilen über den Stützen vermieden. Erst durch den Wiederaufbau nach dem 2. Weltkrieg und dem damit verbundenen verstärkten Einsatz von Flachdecken wurden wissenschaftliche Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten und die Entwicklung effizienter Durchstanzbewehrung forciert.^[60]

6.4.1 ALLGEMEINES

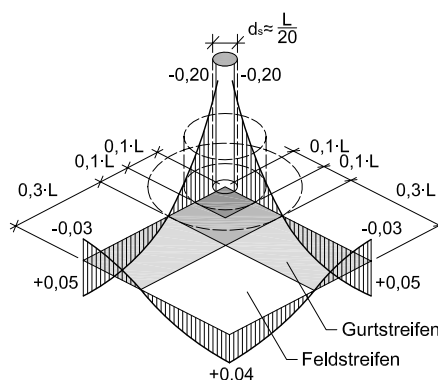


Abb. 6.5 Momentenverlauf im Stützenbereich [34]

Das Tragverhalten punktgestützter Platten weicht von jenem liniengelagerter Platten insofern ab, als dass sich im Stützenbereich infolge der konzentrierten

Lasteinleitung^[60] neben negativen tangentialen Hauptmomenten auch negative, radial in konzentrischen Kreisen um den Stützenmittelpunkt verlaufenden Momenten in Abhängig vom „Einspannungsgrad“ der Stütze^[46] ausbilden (vgl. Abb. 6.5). Infolge der gleichzeitigen Wirkung von Querkräften entstehen räumlich hochbeanspruchte Bereiche, welche bei Überschreitung einer bestimmten Höchstlast - zumindest ohne entsprechende Bewehrung - spröd und vorankündigungslos durch Ausbilden eines im Winkel von 25-45° (der niedrigere Wert gilt für Leichtbeton, der höhere bei Fundamentplatten)^[46] geneigten Durchstanzkegels versagen.^[60]

6.4.2 BRUCHMECHANISMUS

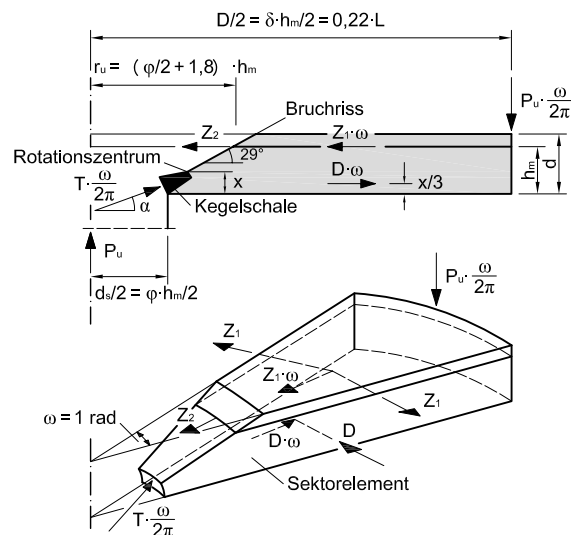


Abb. 6.6 mechanisches Durchstanzmodell in Anlehnung an Kinnunen und Nylander (*Schäfers, U.*)

Die im direkten Bereich der Krafteinleitung vorkommenden Spannungsspitzen aus Tangentialmomenten führen zu einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit entlang des Stützenmantels – radiale Risse, welche die Platte in Sektoren teilen (vgl. Abb. 6.6), und erste durch Momentenumlagerung induzierte Tangentialrisse bilden sich aus.^[34] Die Biegezugbewehrung in diesem Bereich beginnt zu fließen. Es kommt zu einer Rotation der Platte um den Stützenanschnitt und infolge dessen zu einer Einschnürung der Betondruckzone – ein Druckring mit biaxialem Spannungszustand bildet sich aus. Obwohl der spätere Biege-Schub-Druckbruch durch Versagen der schrägen Druckstrebe des Bruchkegels ausgelöst wird, kommt es vorerst nur zu einer Kraftumlagerung: die Querkrafttragwirkung der

Platte sowie die Dübelwirkung der Bewehrung werden aktiviert. Die horizontale Komponente der Druckstrebe kann noch vom Druckring aufgenommen werden, erst deren Vertikalkomponente leitet den Abschervorgang und somit das schlagartige Herausstanzen des Bruchkegels ein.^[46]

6.4.3 NACHWEISKONZEPT

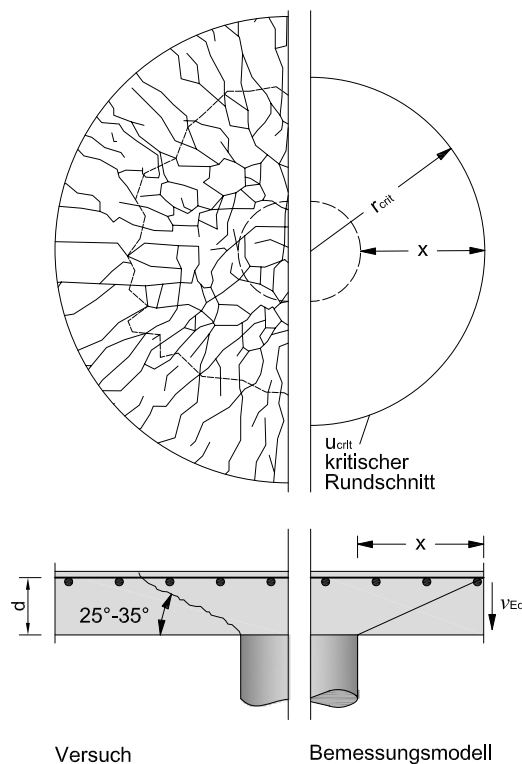


Abb. 6.7 Konzept zur Führung des Durchstanznachweises über die Schubspannungen in einem kritischen Rundschnitt [60]

Der Durchstanznachweis wird durch Gegenüberstellen von Einwirkungen und Bauteilwiderstand geführt. Gemäß Eurocode 2 entspricht die Einwirkung den gleichmäßig verteilten Querkräften je Flächeneinheit entlang eines im Abstand $x = 2d$ (mit d = mittlere statische Nutzhöhe der Platte) gedachten kritischen Rundschnittes um die Kräfteinleitungsfläche. Weder die Entfernung des Rundschnittes noch die dort wirkenden rechnerischen Querkräfte haben eine spezielle physikalische Bedeutung. Vielmehr handelt es sich um semi-empiristische Ansätze, welche unter Einbeziehung der nachstehend angeführten, die Durchstanztragfähigkeit beeinflussenden Parameter, an Versuchsergebnissen kalibriert wurden.

Durch den Einbau einer geeigneten Durchstanzbewehrung - gemäß Eurocode ist lediglich der Einsatz von Bügeln, Schrägstäben und Bügelkörben normativ geregelt - kann der Bauteilwiderstand angehoben werden.^[60]

6.4.4 EINFLUSSPARAMETER

BETONDRUCK- BZW. ZUGFESTIGKEIT

Die Betonzugfestigkeit, welche maßgebend für Rissbildung und Kraftumlagerung ist, kann als Funktion in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit angegeben werden. Für die Durchstanztragfähigkeit sind ebenfalls die Betondruckfestigkeit bzw. der Zuwachs der einaxialen Druckfestigkeit bei mehraxialem Spannungszustand von Bedeutung. Weiters werden über den Parameter der Betondruckfestigkeit das plastische Umlagerungsvermögen und die Rotationsfähigkeit gesteuert. Die Rissverzahnung, welche mit zunehmender Plattendicke an Einfluss verliert, wird dadurch indirekt beeinflusst - sie hängt von der Rauigkeit (das heißt von Größe und Form) des verwendeten Zuschlages ab.^[44]

LÄNGSBEWEHRUNGSGRAD ρ_l

Die Durchstanztragfähigkeit ist proportional zum Längsbewehrungsgrad - ein kleiner Längsbewehrungsgrad ergibt somit eine geringe rechnerische Durchstanztragfähigkeit.^[15] Der Anteil der aufnehmbaren Querkräfte wird direkt durch die Erhöhung der Druckzone am Stützenanschnitt und indirekt durch die Dübelwirkung der Bewehrung gesteigert. Auch werden die Rissbreiten durch Verzahnung der Rissufer begrenzt. Die Wirkung einer etwaigen Druckbewehrung bleibt unberücksichtigt, da diese gewöhnlich im Bereich der Dehnungsnulllinie angeordnet ist.^[60] Gemäß Eurocode 2 wird der Grad der anrechenbaren Längsbewehrung auf 2% beschränkt, um ein Verbundversagen durch die Bewehrungskonzentration im Bereich des Durchstanzkegels zu verhindern.^[15]

DURCHSTANZBEWEHRUNG

Durch herkömmliche Durchstanzbewehrung wie z. B. radial angeordnete Bügel oder orthogonal eingelegte Schrägaufbiegungen kann der Durchstanzwiderstand einer Decke um bis zu 50% gesteigert werden. Die Wirksamkeit einer derartigen Bewehrung lässt sich auf zwei Mechanismen zurückführen: die Druckstreben

werden durch Ausbildung eines Fachwerkmodells entlastet und entstehende Risse durch geeignete Bewehrungsführung überbrückt, was eine Rotation und folglich die Einschnürung der Druckzone verhindert. Bedingt durch die schlechten Verankerungseigenschaften (Schlupf) von Bügeln und Schrägaufbiegungen generell können deren Material nicht bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden bzw. die Rissbreiten bei Erstrissbildung nicht begrenzt werden. Zunehmende Einschnürung der Druckzone sowie Tragfähigkeitseinbußen insbesondere bei schlanken Decken sind die Folge. Mit Dübelleisten, Gitterträgern oder Doppelkopfbolzen, deren spezielle Ausformungen einen besseren Verbund gewährleisten, kann die Durchstanztragfähigkeit um bis zu 90% gesteigert werden.^[46] Allerdings kann der Durchstanzwiderstand einer Platte nicht beliebig erhöht werden, sondern ist durch die Festigkeit der Betondruckzone begrenzt, welche nach Eurocode 2 in Analogie zur Druckstrebentragfähigkeit eines parallelgurtigen Fachwerkes ermittelt wird.^[16]

STATISCHE NUTZHÖHE BZW. PLATTENDICKE

Sowohl die Größe des Bruchkegels als auch der innere Hebelsarm zwischen Biegezug- und -druckkräften und somit die Durchstanztragfähigkeit nehmen mit steigender statischer Nutzhöhe d - durch den sogenannten Maßstabeffekt allerdings unproportional - zu.^[60] Dieser beschreibt den Umstand, dass sowohl Rissverzahnung als auch Verdübelungswirkung der Längsbewehrung mit zunehmender Plattendicke abnehmen.^[46] Für die Bemessung ist stets die statische Nutzhöhe am Stützenanschnitt - d.h. im Bereich der Risswurzel des kritischen Schubrisses - maßgebend.^[60]

BETONDRUCKSPANNUNGEN σ_{cp}

Längsdruckspannungen, die u. a. durch Vorspannung in einen Bauteil eingebracht werden, verzögern die Rissbildung und vergrößern die Betondruckzone, wodurch sie die Rotation der Sektorelemente verringern und gleichzeitig den Durchstanzwiderstand erhöhen.^[56]

SCHUBSCHLANKHEIT λ

Die Schubschlankheit λ wird als Verhältnis von l_{eff} / d definiert, wobei bei rechteckigem Stützenraster die größere der beiden Spannweiten für l_{eff} einzusetzen

ist.^[60] Durch Versuche konnte belegt werden, dass sich insbesondere bei Platten mit geringer Schlankheit ($\lambda \approx 15$) eine Gewölbetragswirkung nahezu zwischen den Stützen (Bogen-Zugband-Modell mit der Feldbewehrung als Zugband) einstellt, die es ermöglicht, Querkräfte direkt in die Auflager einzuleiten, den Durchstanzwiderstand zu erhöhen und somit den erforderlichen durchstanzbewehrten Bereich zu verringern. Mit zunehmender Deckenschlankheit stellt sich die angesprochene Gewölbewirkung lediglich zwischen den Momentennullpunkten der Platte ein, welche sich aber immer weiter von den Stützen entfernen. Die Querkräfte müssen über ein Fachwerkmodell in die Stützen eingeleitet werden und die Durchstanztragfähigkeit sinkt.^[14] Im Eurocode 2 bleibt der Einfluss der Schubslankheit unberücksichtigt.

FORM UND ABMESSUNG DER STÜTZE

Da Form und Abmessungen der Stütze in direktem Zusammenhang mit dem Durchmesser des Durchstanzkegels bzw. der Länge des kritischen Rundschnittes stehen, beeinflussen diese - allerdings unterproportional - den Durchstanzwiderstand. Bei rechteckigen Stützen mit einem Seitenverhältnis $a/b > 2$ (bzw. $< 0,5$) sowie bei Stützen mit sehr großen Abmessungen stellt sich der günstige mehraxiale Druckspannungszustand nur bedingt ein.^[60] Um den Einfluss der Stützenabmessungen auszuschalten, verläuft der kritische Rundschnitt gemäß Eurocode 2 in einem Abstand von $2d$ gemessen von der Lasteinleitungsfläche (entspricht dem Stützenanschnitt). Dort stellt sich die Querkrafttragfähigkeit analog einer Linienlagerung ein und Spannungsspitzen entlang des Stützenrandes werden geglättet.^[15]

EXZENTRIZITÄT DER LASTEINLEITUNG

Exzentrizitäten entstehen, wenn neben Querkräften auch Biegemomente in die Stütze eingeleitet werden. Durch eine solche Momenten-Querkraft-Interaktion wird die Durchstanztragfähigkeit gegenüber rotationssymmetrischer Lasteinleitung erheblich reduziert. Das Durchstanzversagen wird durch die Ausbildung des kritischen Schubrisses am Ort der höchsten Querkraftbeanspruchung ausgelöst - der Riss setzt sich sukzessive um den Lasteinleitungsbereich fort und formt den - von mehreren Randbedingungen abhängigen - Durchstanzkegel. Gemäß Eurocode 2 werden die ungewollt übertragbaren Momente durch einen Lasterhöhungsfaktor β sowie einen abmindernden Momentenfaktor k bereits auf der Ein-

wirkungsseite berücksichtigt, um einen allgemeingültigen Nachweis zu schaffen. Der Momentenfaktor k berücksichtigt dabei den Umstand, dass Biegemomente in Platten meist durch eine Kombination aus durchstanzrelevanten Schubspannungen (Torsion) und weniger relevanten Normalspannungen (zweiachsiges Biegen) abgetragen werden.^[60]

BEI INNENSTÜTZEN

Lastausmitteln bei Innenstützen entstehen beispielsweise bei Systemen mit ungleichen Stützweiten, beim Auftreten stark voneinander abweichenden Verkehrslasten in angrenzenden Feldern und durch Zwängungen aus Kriechen, Schwinden oder Temperaturbeanspruchung. Bei nicht ausgesteiften Systemen, bei denen Horizontallasten durch Rahmenwirkung zwischen Platte und Stützen abgetragen werden, können durch das Vorhandensein von Auflasten erhebliche Momente auch ohne entsprechende Rahmeneckbewehrung übertragen werden und sich somit große Exzentrizitäten ausbilden.^[60]

BEI RAND- UND ECKSTÜTZEN

Bei Rand- und Eckstützen entstehen geometriebedingt planmäßige Exzentrizitäten und somit größere ungewollt übertragbare Biegemomente.^[60] Bereits durch geringe Plattenüberstände kann die Durchstanztragfähigkeit gegenüber bündig abschließenden Platten erheblich gesteigert werden,^[18] da sich in diesem Fall die eingangs erwähnten Normalspannungen bei der Momentenübertragung entwickeln können. Ein freier Plattenrand wirkt sich auf die Ausbildung des Durchstanzkegels negativ aus und ist durch eine Reduktion des kritischen Rundschnittes zu berücksichtigen.^[60]

KRITISCHER RUNDSCHNITT

Die Wahl des kritischen Rundschnittes in einem Abstand von $2d$ zur Lasteinleitungsfläche gemäß Eurocode 2 entspricht einem Durchstanzkegel mit einer Neigung von $26,6^\circ$. Wie bereits erwähnt, kommt es in diesem - verglichen mit anderen Normen - verhältnismäßig großen Abstand zu den geringsten Abweichungen gegenüber den experimentell ermittelten Durchstanzlasten. Der kritische Rundschnitt ist so zu wählen, dass sich stets die kleinste mögliche Umfangslänge ergibt. Deckendurchbrüche in unmittelbarer Nähe der Lasteinleitungsfläche (bis zu einem Abstand von $6d$) sind durch eine Abminderung des kritischen Umfanges

zu berücksichtigen. Bei Rand- bzw. Eckstützen darf der freie Rand nicht zur Umfangslänge addiert werden.^[60]

6.4.5 NACHWEIS OHNE DURCHSTANZBEWEHRUNG (gemäß EC 2)

Wie zuvor ausgeführt, wird beim Durchstanzen von Platten ohne Durchstanzbewehrung das folgende Nachweiskonzept angewendet: Die Größe der gleichmäßig entlang des kritischen Rundschnittes verteilten einwirkenden Querkraft je Flächeneinheit wird durch jene der aufnehmbaren Querkraft je Flächeneinheit begrenzt.^[60] Der rechnerische Nachweis erfolgt unter Anpassung an Versuchsergebnisse mittels länderspezifischen Konstanten in Form von:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

die einwirkende Querkraft je Flächeneinheit v_{Ed} errechnet sich dabei zu:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

mit	β	Lasterhöhungsbeiwert zur Berücksichtigung nicht rotationssymmetrischer Querkraftverteilung
	V_{Ed}	Bemessungswert der gesamten einwirkenden Querkraft
	u_i	betrachteter Rundschnitt
	d	mittlere statische Nutzhöhe

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit je Flächeneinheit $v_{Rd,c}$ im kritischen Rundschnitt wird folgendermaßen ermittelt:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$$

mit	$C_{Rd,c}$	länderspezifisch festzulegender Parameter
	k	Maßstabsfaktor
	η_1	= 1 für Normalbeton
	ρ_l	mittlerer Längsbewehrungsgrad
	f_{ck}	charakteristische Betondruckfestigkeit
	k_1	länderspezifisch festzulegender Parameter
	σ_{cp}	Bemessungswert der Betonnormalspannungen innerhalb des kritischen Rundschnittes
	v_{min}	Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

6.4.6 NACHWEIS MIT DURCHSTANZBEWEHRUNG (gemäß EC 2)

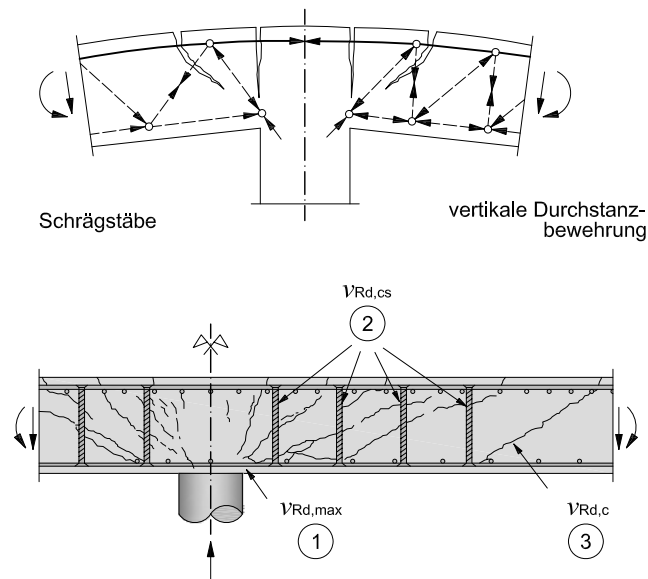


Abb. 6.8 Wirkungsweise der Durchstanzbewehrung und mögliche Versagensbereiche [60]

Die Durchstanzbewehrung hat - ähnlich der Querkraftbewehrung von Balken - die bei der Schubrissbildung frei gewordenen Zugkräfte aufzunehmen. Analog zu Platten ohne Durchstanzbewehrung bilden sich sukzessive Radial- und Tangentialrisse an der Plattenoberseite sowie innere Schrägrisse aus. Der ebenfalls in einem Winkel von 30-35° auftretende kritische Schubriss führt jedoch nicht zu einem Sprödbbruch, sondern wird durch ein bewehrungsabhängiges Fachwerkmodell abgeleitet (Abb. 6.8). Bei weiterer Laststeigerung entfernt sich die Rissfront vom Lasteinleitungsbereich und es bilden sich immer flachere Schrägrisse aus, bis die Betondeckung schlussendlich abgehoben wird. Das finale Durchstanzversagen kann entweder durch ein kombiniertes Biege-Schub-Versagen der eingeschnürten Druckzone am Stützenanschnitt (Abb. 6.8: Bereich 1 - maximale Querkrafttragfähigkeit $v_{Rd,max}$ am Stützenrand), das Versagen der Durchstanzbewehrung (Abb. 6.8: Bereich 2 - $v_{Rd,cs}$) oder durch ein Schubversagen des Betons außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches (Abb. 6.8: Bereich 3 - $v_{Rd,c}$) ausgelöst werden.^[60] Um dies zu verhindern, wird der Durchstanznachweis in der bereits bekannten Form für alle drei Bereiche gesondert geführt, indem überprüft wird, ob die einwirkenden Querkräfte je Flächeneinheit entlang des jeweils betrachteten kritischen Rundschnittes nicht die entsprechenden Bauteilwiderstände überschreiten.

$$v_{Ed} \leq \begin{cases} v_{Rd,max} \\ v_{Rd,cs} \\ v_{Rd,c} \end{cases} \quad \text{mit} \quad v_{Ed,i} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_i \cdot d}$$

BEREICH 1:

v_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft entlang des kritischen Rundschnittes u_0 im Abstand $x=0$ vom Lasteinleitungsbe-
reich

$v_{Rd,max}$ länderspezifischer Parameter

$$\begin{aligned} &= 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \\ &\leq 1,65 \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1/u_0 \end{aligned}$$

mit $v = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250)$

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der jeweiligen Platte ohne Durchstanzbewehrung (vgl. 6.4.5)

Die obere Schranke für $v_{Rd,max}$ (2. Term) berücksichtigt die aus Versuchen gewonnene Erkenntnis, wonach nicht die lt. Eurocode nachzuweisende Druckstreben-
tragfähigkeit eines parallelgurtigen Fachwerkes der limitierende Faktor ist, sondern das zumeist früher eintretende Versagen der Betondruckzone am Stützenanschnitt.^[15]

BEREICH 2 (Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge)

v_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft je Flächeneinheit im Abstand $u_1 = 2d$ von der Lasteinleitungsfläche (analog zum Nachweis ohne Durchstanzbewehrung)

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{s_r} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot 1,5 \cdot f_{ywd,ef}$$

mit $v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit jeweiligen Platte ohne Durchstanzbewehrung (vgl. 6.4.5)

A_{sw} Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung in einer Reihe um die Stütze

α	Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene
s_r	radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen $< 0,75d$
$f_{ywd,ef}$	Bemessungswert der effektiven Festigkeit der Durchstanzbewehrung

Der Eurocode 2 sieht die Anordnung einer konstanten Bewehrungsmenge in äquidistanten Reihen konzentrisch um den Lasteinleitungsbereich vor. Die Anzahl der Reihen ist dabei so zu wählen, dass der Durchstanznachweis außerhalb des bewehrten Bereiches erfüllt ist.^[60]

BEREICH 3

V_{Ed}	einwirkende Querkraft je Flächeneinheit entlang des kritischen Rundschnittes u_{out} im Abstand $x=1,5d$ von der letzten Bewehrungsreihe zu ermitteln
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit der jeweiligen Platte ohne Durchstanzbewehrung (vgl. 6.4.5)

die Mindestbewehrung wird mit folgender Gleichung bestimmt:

$$\frac{A_{sw,min}}{s_r \cdot s_t} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

mit	$A_{sw,min}$	erforderliche Fläche eines Bewehrungselementes (z. B. eines Bügelschenkels)
	s_r	radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen
	s_t	tangentialer Abstand der einzelnen Bewehrungselemente innerhalb einer Reihe
	α	Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Hauptbewehrung
	f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls

6.4.7 EINFLUSS DER VORSPANNUNG

Die im Durchstanzbereich eingelegten Spannkabel bewirken durch den Anteil der Drucknormalspannungen, die in den Beton eingeleitet werden können, sowie durch die von ihrer Krümmung induzierten Umlenkräfte eine Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit. Gleichzeitig wird - in Abhängigkeit von deren Verlegegeometrie - der Querschnitt im Bereich des Durchstanzkegels erheblich geschwächt, wodurch der Durchstanzwiderstand hingegen verringert wird. Folglich wird bei einer großen Anzahl an Spannkabeln und ungünstiger Spannkabelgeometrie die Durchstanztragfähigkeit durch Vorspannung nicht zwangsläufig erhöht.^[61] Die Wirkung jener Spannglieder, welche direkt über der Stütze angeordnet sind, ist prinzipiell besser als von denen, die neben bzw. im unmittelbaren Stützenbereich situiert sind.^[60] Versuche haben gezeigt, dass der Durchstanzvorgang stets durch einen flach ausgebildeten Versagensriss eingeleitet wird.^[18]

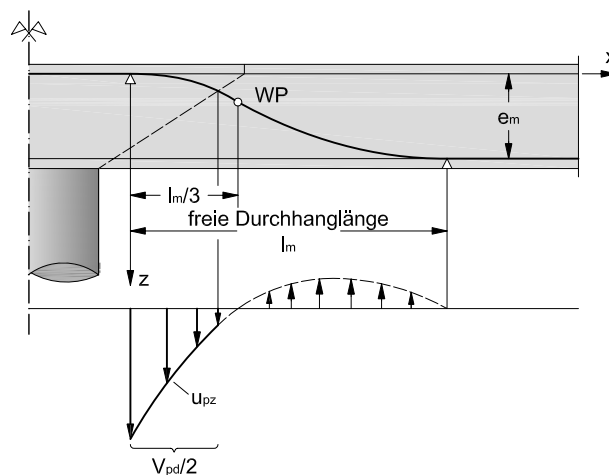


Abb. 6.9 Spanngliedverlauf und Umlenkräfte bei freier Spanngliedlage [60]

Grundsätzlich können die aus Vorspannung generierten Schnittgrößen in Scheibenschnittgrößen (n_p) und Plattenschnittgrößen (m_p , v_p) eingeteilt werden. Während die Scheibenschnittgrößen durch Vergrößerung der Betondruckspannungen den Tragwiderstand erhöhen, werden die Plattenschnittgrößen durch Abzug der Vertikalkomponenten der innerhalb des Durchstanzkegels - bzw. der gemäß Eurocode 2 in einem Abstand von $0,5d$ von der Lasteinleitungsfläche - auftretenden Umlenklasten auf der Einwirkungsseite (bei Berechnung von V_{Ed}) berücksichtigt.^[60] (vgl. Abb. 6.9).

6.4.8 MAßNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DES DURCHSTANZWIDERSTANDES

- VERBESSERN DER BETONGÜTE
- ERHÖHEN DER VORHANDENEN BIEGEBEWehrUNG

Wie bereits erwähnt, ist diese Maßnahme durch den anrechenbaren Bewehrungsgrad ρ_1 beschränkt und nur dann empfehlenswert, wenn bei angestrebter Deckenschlankheit eine Durchstanzbewehrung vermieden werden kann.^[27]

- ZULAGE VON QUERKRAFTBEWEHRUNG

Zusätzliche Bügel führen zu einer Entlastung der Druckstreben und wirken risshemmend.^[21]

- EINLEGEN VON DURCHSTANZBEWEHRUNG

Bügel, Schrägstäbe oder Bügelkörbe

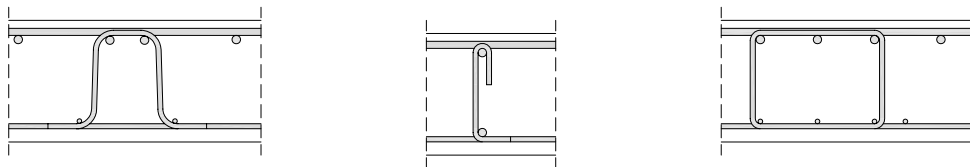


Abb. 6.10-1 Bügel und Haken [60]

Dübelleisten (einseitig auf Flachstähe aufgeschweißte Kopfbolzendübel) und Doppelkopfbolzen binden in die Stütze ein, verstärken somit die Druckzone und wirken durch ihre guten Verankerungseigenschaften effektiver als herkömmliche Bügel oder Schrägstäbe. Die Bemessung erfolgt auf Grundlage entsprechender Zulassungen.^[60]

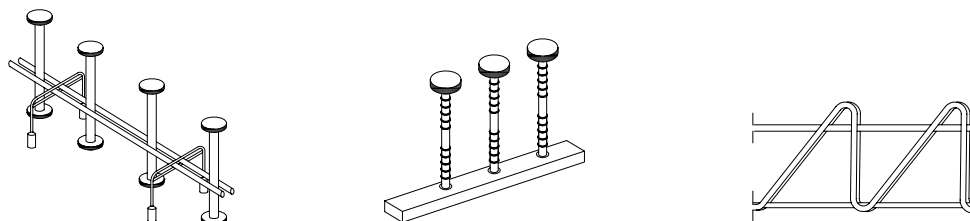


Abb. 6.10-2 Doppelkopfbolzen, Dübelleisten und Gitterträger [60]

Gitterträger werden hauptsächlich bei Elementdecken eingesetzt.

Stahlbaumäßige Lösungen vergrößern den Durchstanzkegel und stellen eine Weiterentwicklung der in den Anfängen des Flachdeckenbaus verwendeten Stützenkopfverstärkung mittels einbetonierter Walzprofile dar. Stahlpilze sowie mit Kopfbolzen versehene Durchstanzkreuze werden mit einer Bauhöhe geringer als die statische Nutzhöhe der Platte eingebaut und erfordern neben Stahlbaunachweisen eine Bemessung nach bauaufsichtlichen Zulassungen.^[60]



Abb. 6.10-3 Geilinger Stahlpilz, Verbundträgerkreuz [60]

- ERHÖHEN DER DECKENSTÄRKE
- AUFBRINGEN ZUSÄTZLICHER BETONDRUCKSPANNUNG (beispielsweise durch Vorspannung)
- VERGRÖßERN VON STÜTZENABMESSUNGEN BZW. STÜTZENKOPFVERSTÄRKUNG

Prinzipiell lässt sich durch derartige Maßnahmen eine Tragfähigkeitssteigerung durch Vergrößerung des Durchstanzkegels erzielen. Das Durchstanztritt, abhängig von der Schlankheit der Verbreiterungen, innerhalb (bei schlanken Verstärkungen) oder außerhalb (vor allem bei gedrunge- nen Verstärkungen) des Stützenkopfes auf. Um den Mehraufwand für Schalung und Bewehrung bei der Herstellung auszugleichen, sollten Stützenkopfverstärkungen so ausgelegt werden, dass keine zusätzliche Durchstanzbewehrung mehr erforderlich ist.^[60]

Da bei Flachdecken im Stützenbereich das Durchstanzen maßgebend und in den meisten Fällen keine zusätzliche Querkraftbewehrung mehr erforderlich ist, wird an dieser Stelle auf die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit verzichtet.

6.5 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (SLS)

Durch Ansatz real auftretender Einwirkungen unter Gebrauchsbedingungen - zur Erfassung des Langzeitverhaltens berücksichtigt man auch Kriech- und Schwindverhalten - werden Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerkes gewährleistet. Um Verformungen und Rissbreiten unter Gebrauchslasten zu beschränken, müssen plastische Verformungen von Stahl und Beton durch die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ausgeschlossen werden.^[60] Dabei sind je nach Erfordernis folgende Einwirkungskombinationen (EWK) nach Eurocode 0 zu berücksichtigen:

$$E_{d,ch} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{charakteristische EWK}$$

$$E_{d,h} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{häufige EWK}$$

$$E_{d,qs} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{quasi-ständige EWK}$$

- mit
- $G_{k,j}$ charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j
 - P_k charakteristischer Wert einer Vorspannkraft
 - $Q_{k,1}$ charakteristischer Wert einer maßgebenden veränderlichen Einwirkung (Leiteinwirkung)
 - $Q_{k,ji}$ charakteristischer Wert einer Begleiteinwirkung i
 - ψ_i Kombinationsbeiwerte (z. B: Nutzlasten im Hochbau bei Wohngebäuden: $\psi_0 = 0,7$; $\psi_1 = 0,5$; $\psi_2 = 0,3$)

6.5.1 BEGRENZUNG DER SPANNUNGEN

Die Spannungsnachweise sind prinzipiell am ungerissenen Querschnitt zu führen - es sei denn, die mittlere Betonzugfestigkeit f_{ctm} unter charakteristischer EWK wird überschritten. In diesem Fall gilt der Querschnitt auch für alle weiteren EWK als gerissen.^[10]

BETONDRUCKSPANNUNGEN

Ein frühzeitiger Belastungsbeginn und dauerhaft einwirkende hohe Betondruckspannungen können zu überproportionalen Kriechverformungen führen, welche zumeist durch Mikrorisse im Beton ausgelöst werden. Um dieses sogenannte nichtlineare Kriechen zu vermeiden, werden die Betondruckspannungen unter quasi-ständiger EWK - Langzeitauswirkungen werden nicht berücksichtigt, da die Betonspannungen durch Kriechprozesse reduziert werden - gemäß Eurocode 2 auf 45% der charakteristischen Betondruckfestigkeit begrenzt ($\sigma_{c,qs} \leq 0,45 \cdot f_{c,k}$). Überschreitet die Betondruckspannung 60% der charakteristischen Betondruckfestigkeit können sich die Mikrorisse durch Querspannungen auch in Längsrichtung ausbilden und erhöhen so das Korrosionsrisiko für die eingelegte Bewehrung. Sollte kein mehraxialer Spannungszustand - etwa durch Verbügelung der Druckzone - herstellbar sein, sind die Betondruckspannungen unter charakteristischer EWK gemäß Eurocode 2 auf ebendiesen Wert zu beschränken ($\sigma_{c,ch} \leq 0,60 \cdot f_{c,k}$).^[60]

BETONSTAHLSPANNUNGEN

Wird der Fließbereich des Betonstahls erreicht, kann es durch plastische, irreversible Stahldehnung zur Ausbildung dauerhaft klaffender Risse und in weiterer Folge zu unverhältnismäßig großen Verformungen kommen. Da Kriechvorgänge einen Spannungszuwachs im Stahl bewirken und ggf. Zwängungen und weitere zeitabhängige Spannungsumlagerungen auf den Stahl berücksichtigt werden müssen, darf die Stahlspannung unter reiner Lasteinwirkung bei charakteristischer EWK 80% des charakteristischen Wertes seiner Streckgrenze nicht überschreiten ($\sigma_{s,ch} \leq 0,80 \cdot f_{y,k}$).^[60]

SPANNSTAHLSPANNUNGEN

Um zu gewährleisten, dass auch der Spannstahl im elastischen Bereich verbleibt, wird die mittlere Spannstahlspannung zufolge der charakteristischen EWK nach dem Verankern zum Zeitpunkt $t=0$ - Langzeiteinflüsse aus Kriechen und Schwinden bewirken eine Spannungsreduktion und bleiben daher unberücksichtigt - auf 75% des charakteristischen Wertes der Zugfestigkeit des Spannstahls beschränkt ($\sigma_{p,ch} \leq 0,75 \cdot f_{p,k}$).^[60] Auf die Begrenzung der Spannstahlspannung unter quasi-ständiger EWK zuzüglich Langzeiteinwirkungen, um der gesteigerten Korrosionsempfindlichkeit unter andauernd hohen Zugspannungen Rechnung zu tragen, wird im Eurocode verzichtet.^[39]

6.5.2 BEGRENZUNG DER RISSBREITEN

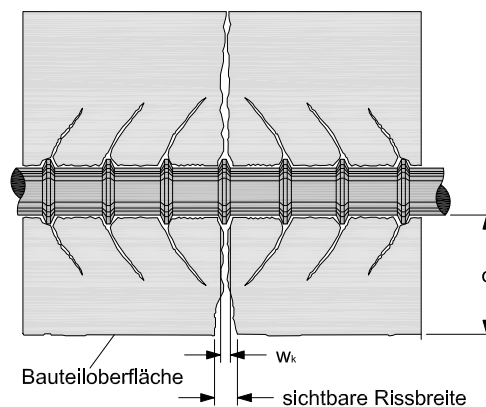


Abb. 6.11 Definition des Rechenwertes der Rissbreite w_k [60]

Risse in schlaff bewehrten wie auch in vorgespannten Betonbauteilen können durch Zugspannungen infolge äußerer Einwirkungen, Eigenspannungen (z. B. bei Temperaturdifferenzen) und Zwängungen (z. B. bei behinderter Schwinddehnung) hervorgerufen werden.^[39] Beeinflusst wird deren Entstehung unter anderem von den Bauteilabmessungen, der Betonqualität und -deckung, den Verbundeigenschaften sowie der Menge und Verteilung des Bewehrungsstahls.^[60] Obwohl weder für die Tragfähigkeit noch die Dauerhaftigkeit eines Bauteils absolute Rissfreiheit erforderlich ist,^[39] beeinträchtigen klaffende, weit geöffnete Risse den Korrosionsschutz und wirken optisch störend. Folglich gilt es, deren Breite durch Verlegen entsprechender Oberflächenbewehrung bzw. konstruktive Maßnahmen zu beschränken. Gemäß Eurocode 2 hat die Rissbreite w_k (definiert als

oberer Quantilwert im Bereich der Bewehrung (vgl. Abb. 6.11)) von Innenbauteilen bei Vorspannung ohne Verbund unter quasi-ständiger EWK 0,4 [mm] nicht zu überschreiten. Der Nachweis der Rissbreite kann entweder durch direkte Berechnung oder vereinfacht durch Einhaltung von maximalen Stabdurchmessern bzw. Stababständen erfolgen. Neben dieser - grundsätzlich von der Expositionsklasse und somit Korrosionsgefährdung abhängigen - Beschränkung der Rissbreite, ist gemäß Eurocode 2 auch eine Mindestbewehrung für Zugspannungen aus Zwängungen nachzuweisen. Um die Breite der entstehenden Risse in einem vertretbaren Maß zu halten, muss die Mindestbewehrung in der Lage sein, den Zuganteil der zum Riss führenden Einwirkung aufzunehmen, ohne dass die Stahlspannungen dabei die Streckgrenze überschreiten (vgl. Abb. 6.12).^[60]

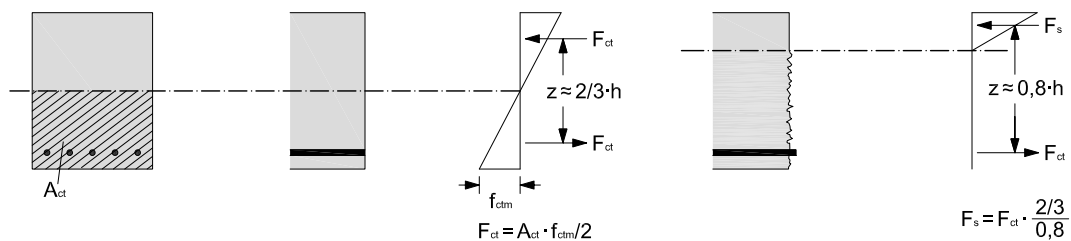


Abb. 6.12 Kraftumlagerung bei Rissbildung unter reiner Biegung [60]

Die Mindestbewehrung gemäß Eurocode 2 errechnet sich wie folgt:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

mit	$A_{s,min}$	erforderliche Mindestbewehrung
	σ_s	zulässige Spannung in der Betonstahlbewehrung (f_{yk})
	k_c	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb des Querschnitts vor der Erstrissbildung sowie der Änderung des inneren Hebelsarmes
	k	Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinearer Betonzugspannungen, die zum Abbau von Zwängungen führen
	$f_{ct,eff}$	Mittelwert der wirksamen Zugfestigkeit im Beton beim Auftreten der Risse
	A_{ct}	Fläche der Betonzugzone im ungerissenen Zustand

6.5.3 BEGRENZUNG DER VERFORMUNG

Verformungen unter Gebrauchslast müssen begrenzt werden, um die Funktionalität des Tragwerks zu gewährleisten (z. B. Entwässerung bei Flachdächern), um Schäden in angrenzenden Bauteilen zu vermeiden (z. B. Glasfassaden oder Trennwänden) und nicht zuletzt, um das subjektive Sicherheitsempfinden des Nutzers zu stärken. Gemäß Eurocode 2 sind sie unter quasi-ständiger EWK mit Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf einen Durchhang von $f \leq l/250$ bzw. $f \leq l/500$ bei besonders empfindlichen Systemen beschränkt. Unter häufiger EWK ohne Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen müssen sie der Bedingung $f \leq l/300$ genügen. Wie bei der Entstehung von Rissen, können auch Verformungen durch direkte und indirekte Einwirkungen - also Lasten und Zwängungen - sowie zeitabhängiges Betonverhalten (Kriechen und Schwinden) verursacht werden. Für eine Abschätzung der zu erwartenden Biegeverformungen sind daher neben Intensität, Art und Dauer der Einwirkung, Beton-, Bewehrungsgüte und Bewehrungsgrad, auch Rissbildung - beim Übergang vom Zustand I in den Zustand II nehmen die Verformungen erheblich zu - und das Langzeitverhalten des Betons zu berücksichtigen.^[60] Die Verformungen werden dabei durch Integration der Krümmungen (Quotient aus Biegemoment und Biegesteifigkeit), welche sich aus einem Belastungsanteil und einem Anteil aus Kriechen und Schwinden zusammensetzen, ermittelt.^[55] Dabei ist die Biegesteifigkeit ($E \cdot I$) nicht über die gesamte Bauteilachse konstant, sondern in gerissenen Querschnitten kleiner als in ungerissenen.^[6]

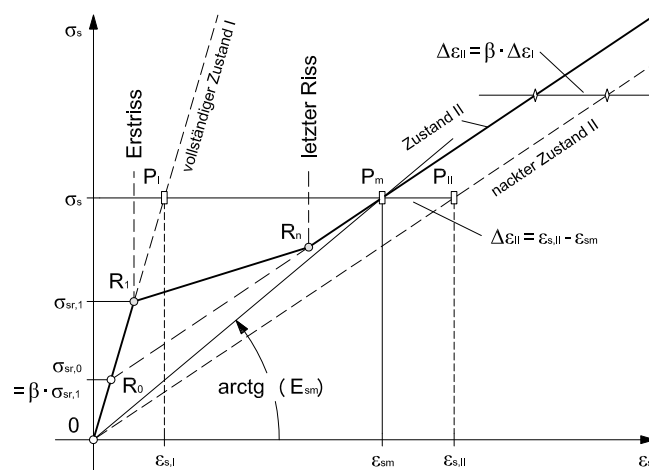


Abb. 6.13 Spannungs- Dehnungsdiagramm unter Berücksichtigung der Zugversteifung [6]

mit	σ_s	Stahlspannungen
	$\sigma_{sr,1}$	Stahlspannungen im „nackten“, gerissenen Zustand (im Riss) infolge der Risschnittgröße, welche den ersten Riss (R_1) erzeugt
	β	Anpassungsparameter (0,5 für Kurzzeiteinwirkung, 1 für Dauerlast)
	$\varepsilon_{s,I}$	Stahldehnung im ungerissenen („vollständigen“) Zustand I infolge der Risschnittgröße, welche den ersten Riss (R_1) erzeugt
	$\varepsilon_{s,II}$	Stahldehnung im gerissenen („nackten“) Zustand II (im Riss) infolge der Risschnittgröße, welche den ersten Riss (R_1) erzeugt
	$\varepsilon_{s,m}$	mittlere Stahldehnung

Die einzelnen Verformungsanteile aus Vorspannung sind in Abb. 6.14 dargestellt – aufsummiert lässt sich daraus die Langzeitverformung näherungsweise ermitteln. [22]

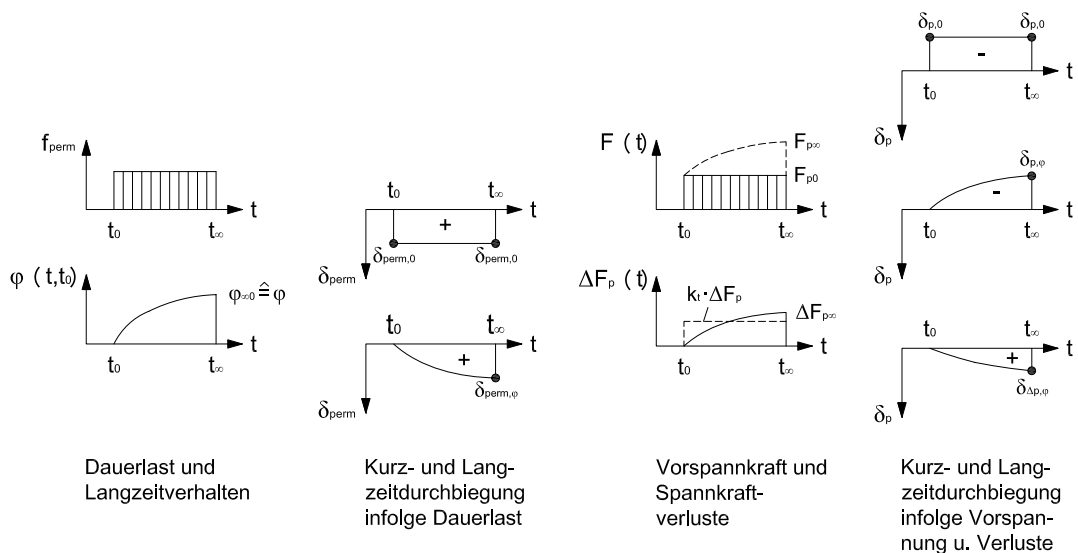


Abb. 6.14 Verformungsanteile an der Langzeitverformung von vorgespannten Bauteilen [22]

Der Eurocode 2 stellt zur Begrenzung von Verformungen zwei Nachweismethoden zur Auswahl. Da das Verfahren zur „Begrenzung der Biegeschlankheiten“ bei vorgespannten Bauteilen nicht zweckmäßig ist, muss die Verformung durch direkte Berechnung ermittelt werden. Gemäß Eurocode 2 darf die Durchbiegung durch numerische Integration von Krümmungen entlang des Bauteils wie folgt berechnet werden:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I$$

mit	α	Durchbiegungsparameter z.B. Krümmung
	α_I, α_{II}	Wert des Parameters für den ungerissenen bzw. vollständig gerissenen Zustand
	ζ	Verteilungsbeiwert zur Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug (Zugversteifung)

Die Berücksichtigung des Kriechens erfolgt durch Modifikation des E-Moduls:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

mit	$\varphi(\infty, t_0)$	maßgebende Kriechzahl
-----	------------------------	-----------------------

Die durch Schwinden verursachten Krümmungen werden für den gerissenen und ungerissenen Querschnitt wie folgt berechnet - die Endkrümmung wird wie zuvor angeführt ermittelt.

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S}{I}$$

mit	$1/r_{cs}$	durch Schwinden verursachte Krümmung
	ε_{cs}	freie Schwinddehnung
	S	statisches Moment der Bewehrungsfläche bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnitts
	I	Flächenträgheitsmoment des Querschnitts
	α_e	Verhältnis der wirksamen E-Moduln $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$

6.6 ABSCHÄTZUNG VON VERFORMUNG, SPANNSTAHLBEDARF UND ABMINDERUNG DER DURCHSTANZLAST

6.6.1 VERFORMUNG UND SPANNSTAHLBEDARF

Eine einfache Methode zur überschlägigen Ermittlung der Durchbiegung von Flachdecken bei freier Spanngliedlage und Stützstreifenvorspannung unter Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformung sowie eine Abschätzung der erforderlichen Anzahl an Monolitzen ist in [33] angeführt:

1. Bestimmung der elastischen Durchbiegung f_c unter ständiger Last mittels Tabelle (Abb. 6.15)

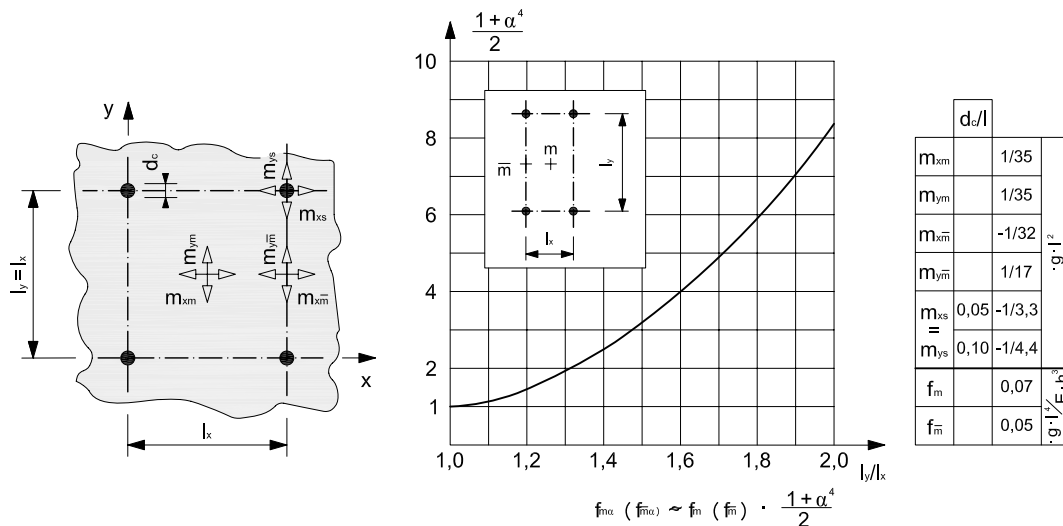


Abb. 6.15 Abschätzung der Momente und Verformungen [33]

2. Die Durchbiegung f_∞ zum Zeitpunkt t_∞ (nach erfolgtem Kriechen und Schwinden) bei frühest möglicher Belastung kann überschlägig angegeben werden mit:

$$f_\infty \approx 1,2 \cdot (1 + \Phi_\infty) \cdot f_0$$

mit 1,2 Beiwert zur Berücksichtigung des Schwindens

$(1 + \Phi_\infty)$ Beiwert zur Berücksichtigung des Kriechens:

Φ_∞ für Bauteile im Gebäudeinneren $\approx 2,5$

Φ_∞ für Bauteile im Freien $\approx 0,7 \cdot 2,5$

f_0 Durchbiegung zum Zeitpunkt t_0 nach Rissbildung: $f_0 \approx f_c/0,6$

Aus der zuvor angegebenen Gleichung ist ersichtlich, dass sich der Maximalwert der Durchbiegung von Flachdecken im Vergleich zu einer elastischen Verformungsberechnung (Zustand I) um das 5,5- bis 7-fache erhöht (Zustand II inklusive Kriech- und Schwindverformung).^[33]

3. Die Differenz zwischen f_{∞} und der zulässigen Verformung f_{zul} (in der Regel $l/250$) ergibt jenen Anteil der Durchbiegung, der durch Vorspannung zu kompensieren ist. Unter der vereinfachten Annahme einer parabolischen Spanngliedführung sowie eines quadratischen Stützenrasters kann die wirksame Umlenkraft pro Meter \hat{u} je Richtung lt. [33] wie folgt ermittelt werden:

$$\hat{u} = \frac{8 \cdot n \cdot P \cdot h_p}{l^2} \cdot \left(\frac{0,05}{0,07} \right) \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

mit	n	Anzahl der Monolitzen pro Meter
	P	Vorspannkraft pro Monolitze
	h_p	Abstand zwischen oberer und unterer Spanngliedlage (entspricht dem Durchhang der Parabel): $h_p \approx h - 10$ [cm]
	h	Deckenstärke
	l	Spannweite
	0,05/0,07	Faktor zur Berücksichtigung der Verformungsunterschiede in der nicht vorgespannten Feldmitte und den Stützstreifen (vgl. Abb. 6.15)

Durch Einsetzen der zulässigen Vorspannkraft (lt. Herstellerangaben) lässt sich die Umlenklast u unter Berücksichtigung von Kurz- und Langzeitverlusten bezogen auf die Gesamtfläche lt. [33] mit der nachstehenden Formel abschätzen:

$$u \approx 1000 \cdot \frac{(h - 0,10)}{l^3} \cdot n \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Die erforderliche Umlenklast und in weiterer Folge die Anzahl n an Monolitzen kann durch Rückrechnen auf die zu kompensierende Verformung ermittelt werden.

6.6.2 ABSCHÄTZUNG DER DURCHSTANZLAST

Der die Durchstanzlast vermindernde Anteil V_P einer Stützstreifenvorspannung kann lt. [33] aus den im Stützenbereich wirkenden Umlenklasten unter Annahme eines Krümmungsradius von 2,50 [m] (entspricht dem Mindestradius handelsüblicher CMM - Monolitzen) und einer durch Reibungs- und Langzeitverluste abgeminderten durchschnittlichen Vorspannkraft von 170 [kN] je Monolitze wie folgt zum Ansatz gebracht werden (vgl. Abb. 6.16):

$$V_P = 2 \cdot P \cdot \sin \alpha$$

mit $\sin \alpha \approx \tan \alpha = \frac{d_c + h}{2 \cdot r}$

d_c Stützendurchmesser

h Deckenstärke

r Krümmungsradius im Stützenbereich

$$\text{zul } V_P = 68 \cdot (d_c + h)$$

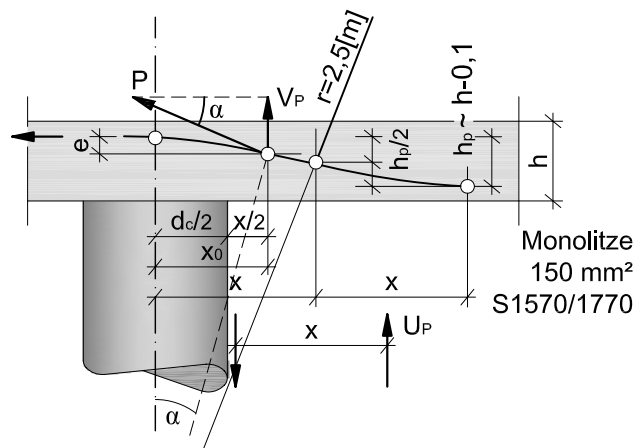


Abb. 6.16 Entlastender Einfluss der Stützstreifenvorspannung auf die Durchstanzlast [33]

7 PRAKTISCHER TEIL

Während der Einsatz von Spannbetondielen und vorgespannten Elementdecken zum Überbrücken großer Spannweiten noch relativ weitverbreitet ist, liegt der Anteil vorgespannter Ortbetondecken im Mitteleuropäischen Raum bei lediglich 30%. Die Ursachen dafür sind laut [9] „in technischen Fragen, aber auch in einer gewissen Scheu der im Hochbau tätigen Planer vor der Vorspannung“ zu finden. Im vorliegenden Kapitel werden daher Decken mit unterschiedlichen Spannweiten und Belastungen untersucht, um die Vordimensionierung vorgespannter Flachdecken zu erleichtern und den erforderlichen Spann Stahlbedarf in Abhängigkeit von Deckenstärke und Bewehrungsgrad rasch ermitteln zu können.

Gemäß [1] werden vorgespannte Konstruktionen im Hochbau vorrangig für Spannweiten zwischen 7 und 12 [m] bei Nutzlasten von 3,5 bis 10 [kN/m²] eingesetzt. Die folgenden Untersuchungen beziehen sich daher auf vorgespannte Decken mit ebendiesen quadratischen bzw. rechteckigen Stützenrastern (8 - 13 [m]) und Belastungen (3, 5 und 10 [kN/m²]). Sie werden mit in freier Spanngliedlage verlegten Monolitzen verbundlos vorgespannt werden, wobei ausschließlich eine Stützstreifenvorspannung zur Anwendung kommt.

Als zusätzliche Einschränkung sei vereinbart, dass ausschließlich die Mittelfelder vorgespannter Deckenplatten betrachtet werden, da die Rand- bzw. Eckfelder aufgrund der größeren Biegemomente in der Regel mit verkürzten Spannweiten ausgeführt werden, bzw. deren Vorspanngrad gesondert ermittelt werden muss.

Um der Tatsache Rechnung zu tragen, dass auch jenseits der angesprochenen, im Hochbau „üblichen“ maximalen Spannweite von 13 [m] Anwendungen für Flachdecken existieren (Veranstaltungssäle, Parkhäuser, Halle etc.), wird im Anschluss noch der Einsatz der Vorspannung in Kombination mit Hohlkörpern für Stützenraster zwischen 13 und 18 [m] untersucht.

Sämtliche Berechnungen und Nachweise wurden mit dem Finite-Elemente-Programm „InfoCAD“ der Fa. InfoGraph GmbH Aachen durchgeführt.

7.1 ANNAHMEN UND MODELLBILDUNG

Folgende Annahmen werden vorab getroffen:

1. Als Eingangswert für die FE-Berechnung wird die minimal bzw. maximal erforderliche Deckenstärke für die vorgespannten Massivdecken bei quadratischem Stützenraster mit der Abschätzungsformel $h = l/30$ bzw. $h = l/35$ bestimmt. Bei den rechteckigen Stützenrastern wird zuerst das jeweilige geometrische Mittel aus den unterschiedlichen Spannweiten berechnet und damit die Höhe h ermittelt.

Die erforderlichen Deckenstärken der vorgespannten Hohlkörperdecken werden analog dazu mit $h = l/35$ bzw. $h = l/40$ abgeschätzt und anschließend unter Verwendung der lt. Produktbroschüre der Fa. Cobiax® lieferbaren Kugeldurchmesser sowie im Hinblick auf die Durchstantragfähigkeit optimiert.

für rechteckige Stützenraster gilt:

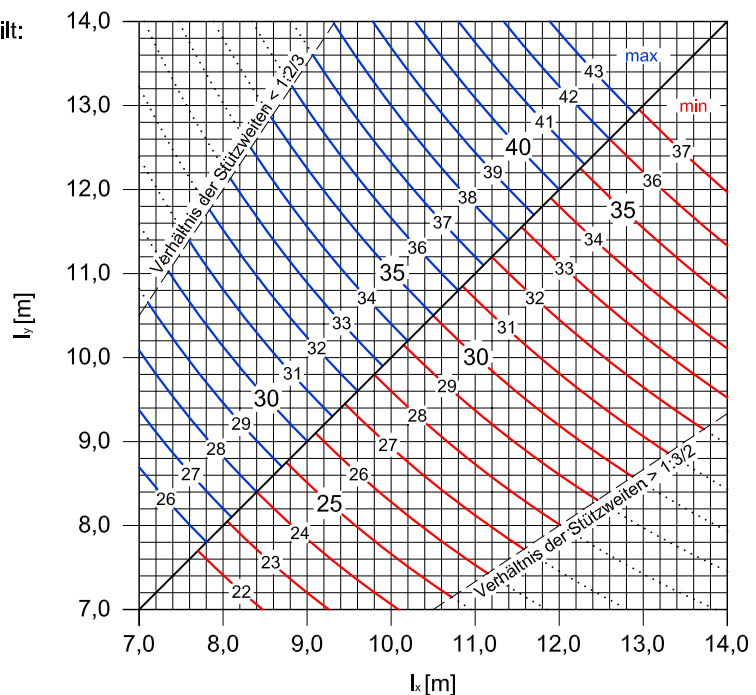
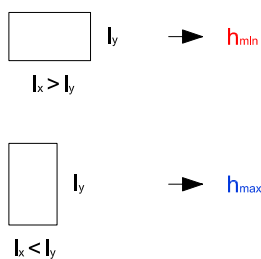


Abb. 7.1 Abschätzung der minimal bzw. maximal erforderlichen Deckenstärken in [cm]

$$l = \sqrt{l_x \cdot l_y}$$

mit l geometrisches Mittel der Stützweite
 l_x Stützweite in x- Richtung
 l_y Stützweite in y- Richtung

	h_{Decke} [m]	Steifigkeits- faktor [-]	$E_{\text{HK,mod}}$ [kN/cm ²]	Eigenlast g_1 [kN/m ²]	γ_{HK} [kN/m ³]	$\gamma_{\text{HK}}/\gamma_{\text{massiv}}$ [-]
E-180	0,31	0,94	31020	5,84	18,84	0,75
E-225	0,35	0,93	30690	6,36	18,17	0,73
E-270	0,40	0,91	30030	7,14	17,85	0,71
E-315	0,44	0,90	29700	7,66	17,71	0,70
E-360	0,49	0,89	29370	8,43	17,20	0,69
E-405	0,53	0,88	29040	8,96	16,91	0,68
E-450	0,58	0,88	29040	9,91	17,09	0,68

Tab. 7.1 mögliche Deckenstärken bei Hohlkörperdecken

2. Für Spannweiten bis 12 [m] werden die Stützenabmessungen mit 30x30 [cm], bis 15 [m] mit 40x40 [cm] und darüber hinaus mit 50x50 [cm] vorläufig festgelegt. Diese Abmessungen können besonders bei schlanken Decken und hohen Nutzlasten (bedingt durch die Durchstanzproblematik) vielfach nicht eingehalten werden – entsprechende Fälle sind in der tabellarischen Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse (Kapitel 7.7) als solche gekennzeichnet.

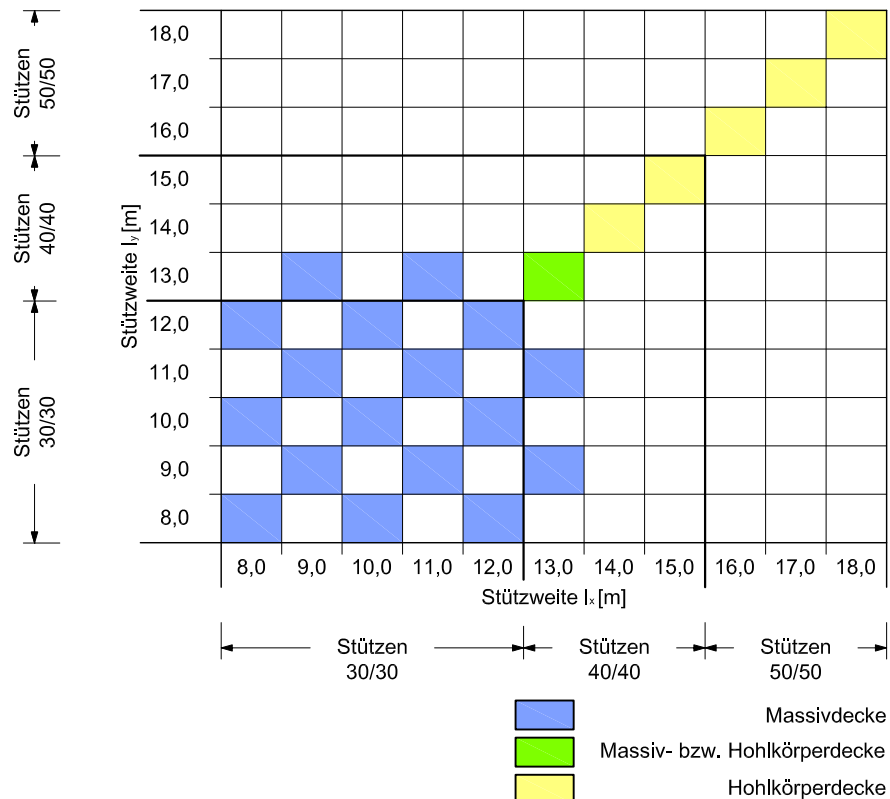


Abb. 7.2 Übersicht der untersuchten Decken und Stützenabmessungen

3. Die Anzahl der erforderlichen Monolitzen wird primär so ausgelegt, dass die zulässigen Verformungen gemäß Eurocode 2 eingehalten werden. Bei dickeren Decken wird Durchstanzen maßgebend und folglich die Anzahl der Monolitzen so lange erhöht, bis auch der Durchstanznachweis nach Eurocode 2 (unter Verwendung herkömmlicher Durchstanzbewehrung) erfüllt ist, ohne dabei die Stützenabmessungen zu vergrößern. Da die Anzahl der anrechenbaren, die Durchstanzlast vermindernenden Spannglieder begrenzt ist (vgl. Kap. 6.4.7), werden darüber hinaus jene Fälle gekennzeichnet, die ein Verhältnis von $v_{Ed}/v_{Rd,c} \leq 2,2$ aufweisen. Der Durchstanznachweis kann hier durch besondere Durchstanzbewehrung (vgl. Kap. 6.4.8) erbracht werden, ohne die Stützendimensionen zu ändern.

4. Aufgrund von Zwängungen kann im Hochbau nur in den seltensten Fällen die gesamte Vorspannkraft auf den Bauteil übertragen werden. (vgl. 4.1.3 und 5.1.2). Um dieses „Abfließen“ der Vorspannkraft zu berücksichtigen, wird im Rechenmodell eine horizontale, der Vorspannkraft entgegen gerichtete Ersatzlast e_p (Linienlast) angesetzt, die ca. 50% der eingeleiteten Drucknormalkraft kompensieren soll.

Die Ersatzlasten e_p werden vereinfacht wie folgt berechnet:

$$e_{px} = \frac{n_y \cdot P}{2 \cdot l_x} \text{ [kN/m]} \quad \text{bzw.} \quad e_{py} = \frac{n_x \cdot P}{2 \cdot l_y} \text{ [kN/m]}$$

mit n_x, n_y Anzahl der Monolitzen in x- bzw. y- Richtung
 P mittlere Spannkraft nach Abzug sämtlicher Verluste
 l_x, l_y Stützweite in x- bzw. y- Richtung

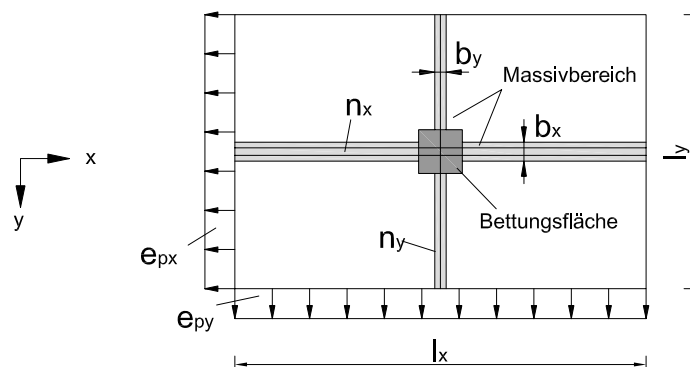


Abb. 7.3 Ersatzlasten e_{px} und e_{py}

5. Die entlastende Wirkung der Stützstreifenvorspannung auf die Durchstanzlast wird nach [33] ermittelt (vgl. Kap. 6.6.2). Dabei werden, wie im Eurocode 2 angegeben, nur jene Spannglieder berücksichtigt, die innerhalb eines Bereiches im Ausmaß von $0,5 \times$ der statischen Nutzhöhe der Decke verlaufen. Die minimalen Achs- bzw. Randabstände der CMM- Monolitzen sind der Europäischen Technischen Zulassung der Firma BBR VT International Ltd entnommen und in nachfolgender Tabelle zusammengefasst:

	VT-CMM 01	VT-CMM 02	VT-CMM 04
min. Achsabstand [mm]	180	200	300
min. Randabstand [mm]	$70 + c$	$90 + c$	$130 + c$

Tab. 7.2 Minimale Rand- und Achsabstände (c steht für die Betondeckung)

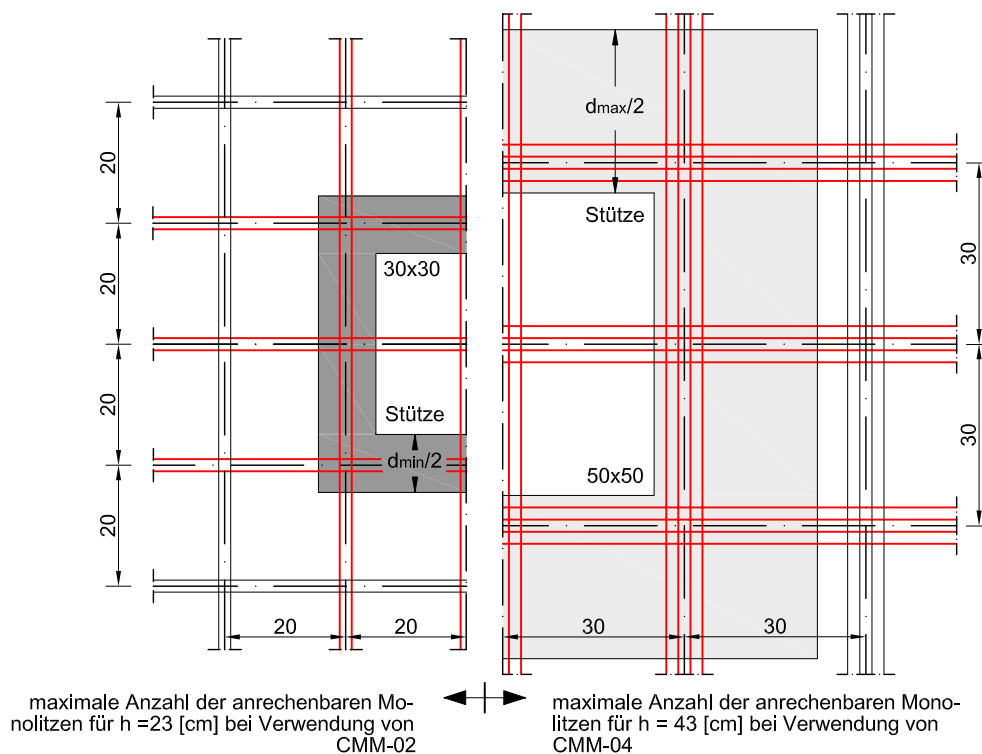


Abb. 7.4 Bereich und Anzahl der anrechenbaren Spannglieder gemäß EC2

6. Die Gesamtanzahl der erforderlichen Monolitzen für beide Deckenspannrichtungen bei den rechteckigen Stützenrastern wird so aufgeteilt, dass das Verhältnis der Spannkraft in den jeweiligen Stützstreifen dem Verhältnis der Quadrate der beiden Stützweiten entspricht (vgl. Kap. 4.1.3) Grund dafür ist die Tatsa-

che, dass mit den über die längere Seite geführten Spanngliedern ein höherer Verformungsanteil kompensiert werden kann. Die Verteilung der Spannglieder auf die Stützstreifen errechnet sich zu:

$$\frac{n_x}{n_y} = \frac{l_x^2}{l_y^2}$$

mit n_x, n_y erforderliche Anzahl an Monolitzen in x- bzw. y- Richtung
 l_x, l_y Spannweite in x- bzw. y- Richtung

7. Um der verminderten Querkraft- bzw. Durchstantragfähigkeit von Hohlkörperdecken (vgl. Kap. 4.1.4) entgegenzuwirken, werden die Bereiche um die Stützen und entlang der Stützstreifen massiv ausgeführt. Der Einfluss der Hohlkörper auf Deckeneigengewicht und Deckensteifigkeit (Abminderung) wird bei der Berechnung vereinfacht durch Modifikation von Wichte und E-Modul simuliert. (vgl. Tab. 7.1).

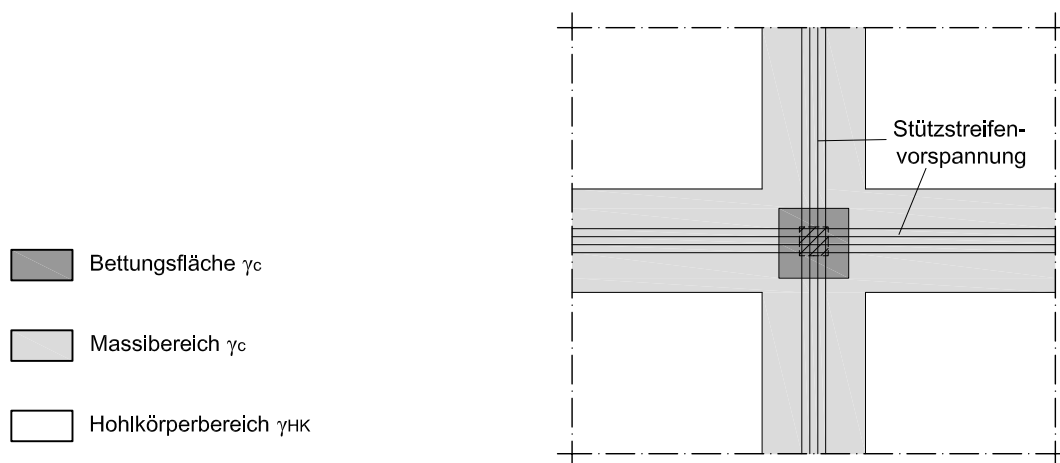


Abb. 7.5 Unterteilung der Hohlkörperdecke in Bereiche

8. Vorab wird die ungefähre Anzahl der Spannglieder (n_x bzw. n_y) mit einer Abschätzungsformel gemäß [33] festgelegt. Davon ausgehend werden die Ersatzlasten e_{px} und e_{py} , die als Linienlast an den „freien“ Rändern aufgebracht werden (vgl. Modellbildung), und - bei der Untersuchung der Hohlkörperdecken - die Breite des Massivbereichs für die Stützstreifen bestimmt. Die exakte Anzahl

der erforderlichen Spannglieder muss iterativ ermittelt werden, da die Langzeitverformung weitgehend vom Bewehrungsgrad, welcher wiederum von der Anzahl der Monolitzen sowie der Größe der Ersatzlast e_p beeinflusst wird, abhängt.

9. Für Berechnungen im Zustand II (nichtlineare Systemanalyse) wurde vereinfacht von einer bilinearen Arbeitslinie des Betons unter Zugbeanspruchung ausgegangen. Der im Computerprogramm InfoCAD frei editierbare Parameter c zur Abminderung der mittleren Betonzugfestigkeit f_{ctm} wurde dabei mit 0,3 festgelegt.

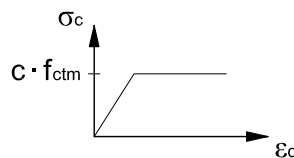


Abb. 7.6 Annahme der Betonzugfestigkeit für nichtlineare Systemanalyse (*InfoGraph*)

MODELLBILDUNG

Unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften eines Mittelfeldes wurde das statische (Ersatz)system mit dem Ziel gewählt, den Rechenaufwand zu minimieren. Das Computermodell beinhaltet eine Mittelstütze sowie jeweils ein Viertel der anstehenden Deckenfelder, welche an ihren Rändern durch Symmetrielager (Momente um die lokale x-Richtung werden aufgenommen) gehalten werden.

Damit die Vorspannkraft auf den Betonquerschnitt übertragen werden kann, werden lediglich zwei Deckenränder auch in lokaler y-Richtung fixiert - die gegenüberliegenden Ränder können sich in xy-Ebene frei verformen (Abb. 7.7).

Das Deckenlager wurde durch eine Bettungsfläche mit einem Bettungsmodul von E_c/l_{St} (E-Modul Beton / Stützenlänge) in globaler z-Richtung simuliert, wobei die Länge aller Stützen mit 3,5 [m] festgelegt wurde.

Die Bettungsfläche ergibt sich aus der unter 45° auf die Mittelebene der Decke projizierten Querschnittsfläche am Stützenkopf.

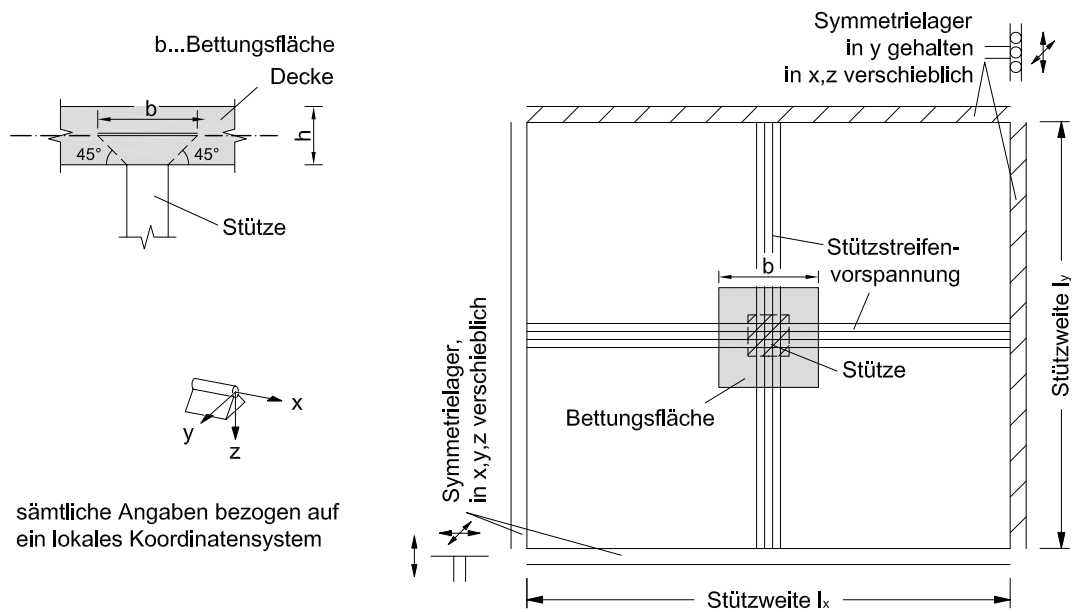


Abb. 7.7 Modellannahme zur Simulation eines Mittelfeldes bei n Feldern

Die mittlere Vorspannkraft nach Abzug der sofortigen Verluste (Keilschlupf, Reibung und ungewollte Umlenkwinkel (vgl. Kap. 6.2)) von ca. 186 [kN] pro Monolithe (gemäß [33]) wird im EDV-Programm durch Variation des Keilschlupfes in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Feldlängen annähernd konstant gehalten.

7.2 BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

7.2.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN DER VERWENDETEN BAUSTOFFE

BETON

C30/37	f_{ck} [MPa]	$f_{ck, cube}$ [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk, 0,05}$ [MPa]	$f_{ctk, 0,95}$ [MPa]	E_{cm} [GPa]	α_T [1/K]
	30	37	2,9	2,0	3,8	33	10^{-5}

Tabelle 7.3 Kennwerte von Beton C30/37 gemäß Eurocode 2

f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen
$f_{ck, cube}$	charakteristische Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{ctm}	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit
$f_{ctk, 0,05}$	5% - Quantil der charakteristischen zentrischen Zugfestigkeit
$f_{ctk, 0,95}$	95% - Quantil der charakteristischen zentrischen Zugfestigkeit
E_{cm}	mittlerer Elastizitätsmodul (Sekantenmodul)
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton = 1,5
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient

BETONSTAHL

Bst 550	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	γ_s [-]	E_s [GPa]
	550	478	1,15	200

Tabelle 7.4 Kennwerte von Betonstahl Bst 550

f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze
f_{yd}	Bemessungswert der Streckgrenze
γ_s	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
E_s	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls

SPANNSTAHL (System BBR VT CONA CMM)

CMM	A_p [mm ²]	f_{pk} [MPa]	F_k [kN]	F_{pk} [kN]	γ_p [-]	E_p [GPa]
150	150	1.770	240	279	1,15	205

Tabelle 7.5 Kennwerte einer Monolitze gemäß ETA 04/0083

A_p	Nennquerschnittsfläche
f_{pk}	charakteristische Zugfestigkeit
F_k	charakteristische Streckgrenze
F_{pk}	charakteristische Höchstkraft des Spanngliedes
γ_p	Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahl
E_p	Bemessungswert des Elastizitätsmoduls

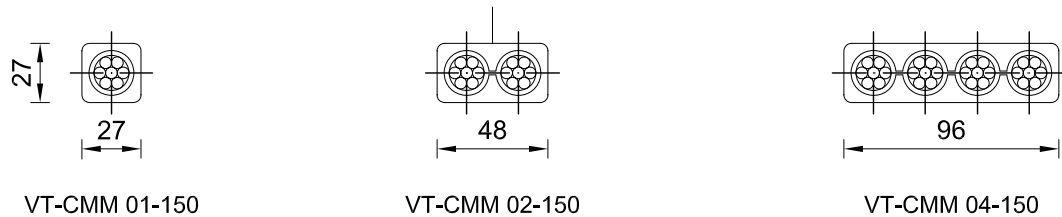


Abb. 7.8 Abmessungen einfach extrudierter VT-CMM Spannglieder [53]

Weitere Kennwerte sind der Technischen Zulassung (Auszüge im Anhang A1) zu entnehmen.

7.2.2 EXPOSITIONSKLASSE

Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte Beton, der ständig unter Wasser ist

Tab. 7.6 Expositionsklassen nach EC2 in Übereinstimmung mit EN 206-1

7.3 EINWIRKUNGEN

Wie bereits eingangs erwähnt, soll die erforderliche Spanngliedanzahl für drei Nutzlaststufen ermittelt werden, mit deren Kenntnis sich (bei Bedarf) auch der Vorspanngrad bestimmen lässt. Neben den ständigen Einwirkungen aus Konstruktionseigengewicht g_1 und Deckenaufbau g_2 werden die zu untersuchenden Decken daher nacheinander mit den unten angeführten veränderlichen Lasten beaufschlagt. Die zur Vorspannung verwendeten Monolitzen werden vom verwendeten EDV-Programm als Lastfall „Interne Vorspannung ohne Verbund“ direkt berücksichtigt und müssen nicht über den Umweg der manuellen Eingabe von Umlenk- bzw. Ankerkräften angesetzt werden.

ständige Einwirkungen			[kN/m ²]
Eigengewicht		$g_1 =$	$\gamma_c \cdot h_{\text{Decke}}$
Deckenaufbau		$g_2 =$	1,5
veränderliche Einwirkungen			[kN/m ²]
Nutzlast 1	Nutzlastkategorie B (Bürogebäude)	$q_1 =$	3,0
Nutzlast 2	Nutzlastkategorie C (Versammlungsbereiche)	$q_2 =$	5,0
Nutzlast 3	Nutzlastkategorie E (Lagerflächen)	$q_3 =$	10,0

Tab 7.7 Äußere Einwirkungen

Bei den Massivdecken beträgt die Wichte γ_c für Beton 25 [kN/m³], für die Hohlkörperdecke wird bereichsweise mit einer in Abhängigkeit von der Deckenstärke abgeminderten Wichte γ_{HK} (vgl. Tab. 7.1 bzw. Abb. 7.5) gerechnet.

KOMBINATIONSBEIWERTE FÜR NUTZLASTEN IM HOCHBAU

Zur Ermittlung der Einwirkungskombinationen für die jeweiligen Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) werden die Kombinationsbeiwerte ψ_i für die „unterschiedlichen Nutzlastkategorien im Hochbau“ (Eurocode 1) benötigt (vgl. Kap. 6.5). Diese sind im Eurocode 0 wie folgt festgelegt:

Nutzlastkategorie	q_k [kN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A Wohngebäude	1,5 - 4,0	0,7	0,5	0,3
B Bürogebäude	2,0 - 3,0	0,7	0,5	0,3
C Versammlungsbereiche	2,0 - 6,0	0,7	0,7	0,6
D Verkaufsflächen	4,0 - 5,0	0,7	0,7	0,6
E Lagerflächen	- 7,5	1,0	0,9	0,8
F,G Parkhäuser und Bereiche mit Fahrzeugverkehr im Hochbau				
F Fahrzeuggewicht ≤ 30 [kN]	2,5	0,7	0,7	0,6
G 30 [kN] < Fahrzeuggewicht ≤ 160 [kN]	5,0	0,7	0,5	0,3

Tabelle 7.8 Empfehlungen für Kombinationsbeiwerte ψ_i im Hochbau gemäß EC0

VORSPANNUNG

Da das gewählte statische System ein Mittelfeld abbildet, liegt das Spannglied über weite Bereiche auf der unteren Bewehrungslage auf und wird lediglich über der Stütze angehoben. Die Länge des freien Durchhangs l_2 sowie der genaue Spannkabelverlauf (xz -Koordinaten) werden mit Hilfe der Gleichungen für die Mit-tenanhebung gemäß Kap. 5.4.1 bestimmt.

Im Feldbereich, wo keine Kreuzungspunkte zwischen den Monolitzen existieren, beträgt der untere Randabstand e_u 46 [mm]. Über der Stütze wird aufgrund der doppelten Pakethöhe der CMM-Bänder mit einem mittleren oberen Randabstand $e_{\text{mittel,o}}$ von 68 [mm] gerechnet (vgl. Abb. 7.12). Daraus ergibt sich für Deckenstärken zwischen 20 und 60 [cm] der in Abb. 7.10 dargestellte Spannkabelstich f . Wie in Kapitel 5.2 beschrieben, ist ab einer Deckenstärke von 45 [cm] die Einhaltung der Mindestradien der Monolitze durch zusätzliche Unterstellungen zu gewährleisten.

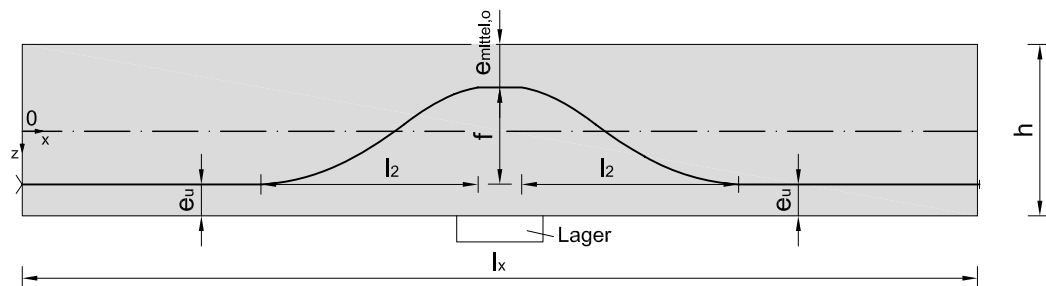


Abb. 7.9 Spannkabelgeometrie

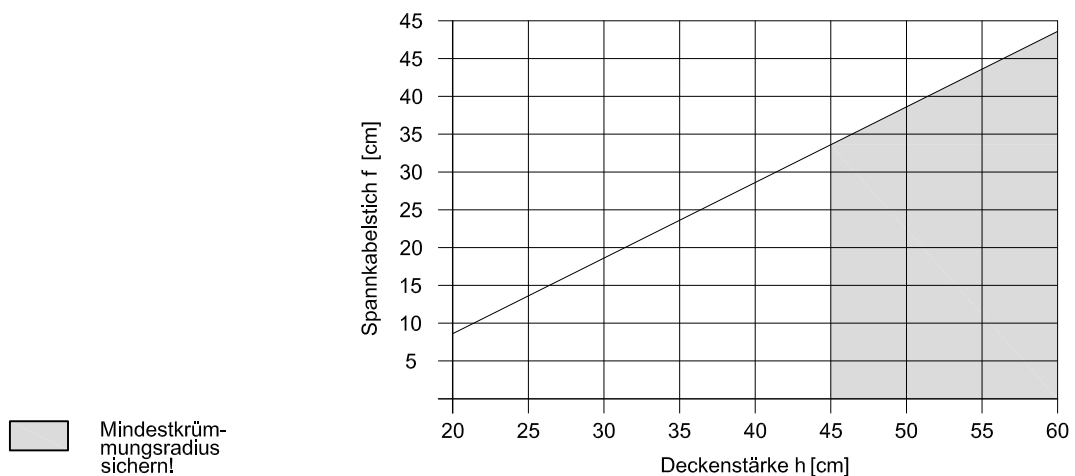


Abb. 7.10 Spannkabelstich f in Abhängigkeit von der Deckenstärke

7.4.1 KRIECHEN

Zur Ermittlung der Langzeitverformungen (vgl. Kap. 6.5.3) wird die Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ benötigt, welche aus dem folgendem Diagramm des Eurocode 2 entnommen werden kann.

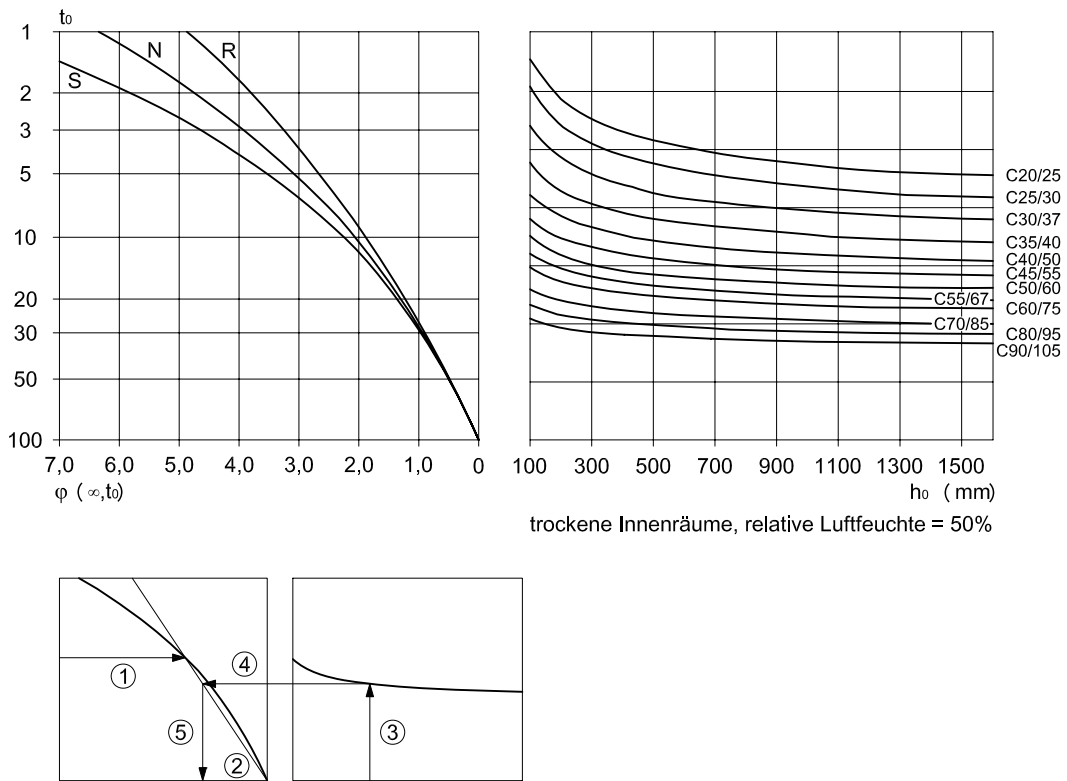


Abb. 7.11 Bestimmung der Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ (Eurocode 2)

mit	t_0	Betonalter bei Erstbeanspruchung in Tagen
	h_0	rechnerische Größe; $h_0 = 2 \cdot A_c/u$
	A_c	Querschnittsfläche des Betons
	u	Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen
	S,N,R	Zementklassen

Bei Decken entspricht die Größe h_0 der Deckenstärke h . Für ein Betonalter t_0 von 21 Tagen kann die Endkriechzahl folgender Tabelle entnommen werden:

h [cm]	$\varphi(\infty, t_0)$ [-]	h [cm]	$\varphi(\infty, t_0)$ [-]	h [cm]	$\varphi(\infty, t_0)$ [-]	h [cm]	$\varphi(\infty, t_0)$ [-]
23	2,54	32	2,41	41	2,33	50	2,26
24	2,52	33	2,40	42	2,32	51	2,26
25	2,51	34	2,39	43	2,32	52	2,25
26	2,49	35	2,38	44	2,31	53	2,24
27	2,48	36	2,37	45	2,30	54	2,24
28	2,46	37	2,36	46	2,29	55	2,23
29	2,45	38	2,35	47	2,28	56	2,23
30	2,44	39	2,34	48	2,28	57	2,22
31	2,42	40	2,33	49	2,27	58	2,22

Tab. 7.9 Endkriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Decken; ausgewertet für ein Erstbelastungsalter von 21 Tagen

7.4.2 SCHWINDEN

Die ebenfalls zur Bestimmung der Langzeitverformung erforderliche Schwinddehnung ε_{cs} setzt sich aus der Trocknungsschwinddehnung (ε_{cd}) und der autogenen Schwinddehnung (ε_{ca}) des Betons zusammen. Beide Anteile werden für $t = \infty$ (Endwerte der Schwinddehnung) gemäß Eurocode 2 wie folgt berechnet und anschließend addiert.

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{cd\infty} + \varepsilon_{ca\infty}$$

$$\varepsilon_{cd\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

Die Werte für den Koeffizienten k_h (in Abhängigkeit von h_0 [mm]) sowie jene für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ dürfen den folgenden Tabellen entnommen werden.

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ [MPa]	Relative Luftfeuchtigkeit (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00

Tabelle 7.10 Werte für $\varepsilon_{cd,0}$ [‰] gemäß Eurocode 2

h_0	100	200	300	≥ 500
k_h	1,0	0,85	0,75	0,7

Tabelle 7.11 Werte für k_h gemäß Eurocode 2

Die autogene Schwinddehnung lässt sich mit nachstehender Formel bestimmen:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

mit $f_{c,k}$ charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons

Für Beton der Güte C30/37 ergibt sich bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 50% somit eine unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd,0}$ von 0,48 [‰], der Anteil der autogenen Schwinddehnung $\varepsilon_{ca\infty}$ errechnet sich zu 0,05 [‰]. Die Trocknungsschwinddehnung $\varepsilon_{cd\infty}$ sowie die Schwinddehnung $\varepsilon_{cs\infty}$ wurden für Deckenstärken zwischen 23 und 58 [cm] ermittelt und sind in nachstehender Tabelle dargestellt.

h_0 [mm]	k_h [-]	$\varepsilon_{cd\infty}$ $\cdot 10^5$ [-]	$\varepsilon_{cs\infty} \cdot 10^5$ [-]	h_0 [mm]	k_h [-]	$\varepsilon_{cd\infty}$ $\cdot 10^5$ [-]	$\varepsilon_{cs\infty} \cdot 10^5$ [-]
230	0,820	39,36	44,36	410	0,723	34,68	39,68
240	0,810	38,88	43,88	420	0,720	34,56	39,56
250	0,800	38,40	43,40	430	0,718	34,44	39,44
260	0,790	37,92	42,92	440	0,715	34,32	39,32
270	0,780	37,44	42,44	450	0,713	34,20	39,20
280	0,770	36,96	41,96	460	0,710	34,08	39,08
290	0,760	36,48	41,48	470	0,708	33,96	38,96
300	0,750	36,00	41,00	480	0,705	33,84	38,84
310	0,748	35,88	40,88	490	0,703	33,72	38,72
320	0,745	35,76	40,76	500	0,700	33,60	38,60
330	0,743	35,64	40,64	510	0,700	33,60	38,60
340	0,740	35,52	40,52	520	0,700	33,60	38,60
350	0,738	35,40	40,40	530	0,700	33,60	38,60
360	0,735	35,28	40,28	540	0,700	33,60	38,60
370	0,733	35,16	40,16	550	0,700	33,60	38,60
380	0,730	35,04	40,04	560	0,700	33,60	38,60
390	0,728	34,92	39,92	570	0,700	33,60	38,60
400	0,725	34,80	39,80	580	0,700	33,60	38,60

Tab. 7.12 Trocknungsschwinddehnung ε_{cd} und Schwinddehnung ε_{cs}

Da das Schwinden bei Nichtlinearer Systemanalyse nicht direkt erfasst werden kann, wurde versucht, die Schwinddehnung wie in [62] beschrieben durch eine

äquivalente Temperaturdehnung zu modellieren. Die Temperaturdifferenz lässt sich aus der Bedingung $\varepsilon_T \equiv \varepsilon_{CS\infty}$ ermitteln und beträgt:

$$\Delta T_{\text{äquivalent}} = \frac{\varepsilon_{CS\infty}}{\alpha_T}$$

Allerdings führte diese Methode beim gewählten statischen Modell zu keinen plausiblen Ergebnissen, weshalb die Schwindverformung letztendlich nur durch Erhöhen der Langzeitverformung (das EDV-Programm war lediglich in der Lage „Kriechen“ und „Zustand II“ zu erfassen) gemäß [33] um 20% berücksichtigt werden konnte.

7.5 BETONDECKUNG UND STATISCHE NUTZHÖHE

Die Betondeckung c_{nom} wurde für die in Tab. 7.6 angegebene Expositionsklasse ermittelt. Sie beinhaltet neben der Mindestbetondeckung c_{min} , die der sicheren Übertragung der Verbundkräfte, dem Korrosionsschutz und der Gewährleistung des Brandwiderstandes dient, auch das Vorhaltemaß Δc_{dev} zur Berücksichtigung unplanmäßiger Abweichungen. Beide Komponenten lassen sich gemäß Eurocode 2 wie folgt bestimmen:

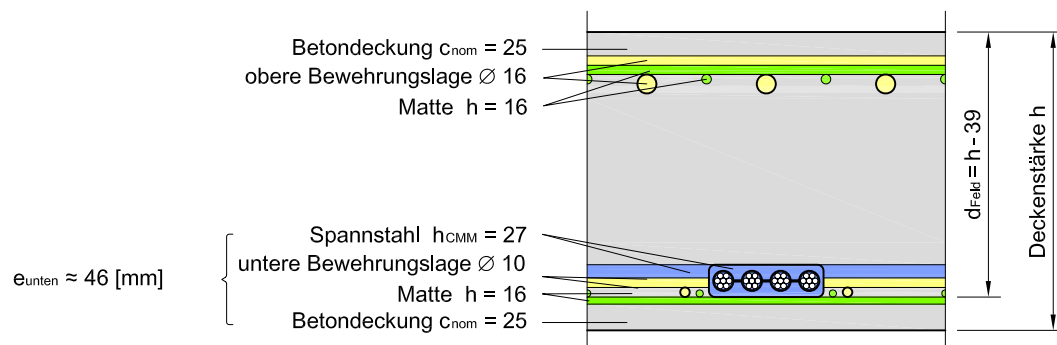
$$c_{\text{min}} = \max \begin{cases} c_{\text{min,b}} \\ c_{\text{min,dur}} + \Delta c_{\text{dur},\gamma} - \Delta c_{\text{dur,st}} - \Delta c_{\text{dur,add}} \\ 10 \text{ [mm]} \end{cases}$$

mit	$c_{\text{min,b}}$	Mindestbetondeckung aus dem Verbundkriterium (= Stabdurchmesser; 16[mm])
	$c_{\text{min,dur}}$	Mindestbetondeckung aus Umweltbedingungen (= 15 [mm] bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren)
	$\Delta c_{\text{dur},\gamma}$	additives Sicherheitselement (= 0)
	$\Delta c_{\text{dur,st}}$	Verringerung bei Verwendung rostfreien Stahls (= 0)
	$\Delta c_{\text{dur,add}}$	Verringerung auf Grund zusätzlicher Schutzmaßnahmen (= 0)

$$\begin{aligned}\Delta c_{\text{dev}} &= 5 \text{ [mm]} \\ c_{\text{nom}} &= 16 + 5 = 21 \text{ [mm]} \\ c_{\text{nom,gewählt}} &= 25 \text{ [mm]}\end{aligned}$$

Die Grundbewehrung der Deckenplatten erfolgt durch ARI- bzw. Schlaufenmatten mit einem Drahtdurchmesser in Längs- und Querrichtung von jeweils 8 [mm]. Die Durchmesser der Stabzulagen im Feld- und Stützbereich werden mit 16 [mm] für die obere Bewehrungslage bzw. mit 10 [mm] für die untere Bewehrungslage festgelegt. Daraus resultieren die folgenden mittleren statischen Nutzhöhen sowie die mittleren Randabstände der Spannglieder:

FELDBEREICH:



STÜTZBEREICH:

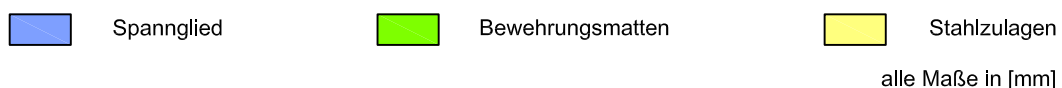
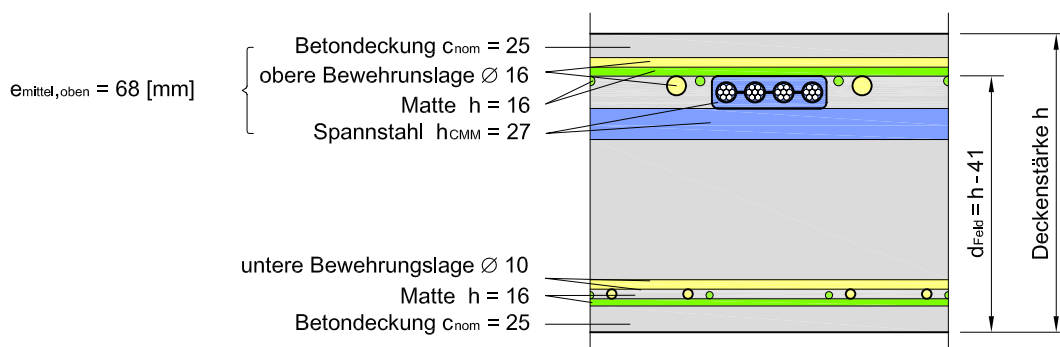


Abb. 7.12 Statische Nutzhöhe und mittlerer Randabstand der Spannglieder für den Feld- (oben) und Stützenbereich (unten)

7.5 MINDESTBEWEHRUNG

Die Mindestbewehrung wurde gemäß Eurocode 2 für unterschiedliche Deckenstärken ermittelt (vgl. Kap. 6.4.1) und ist in Tab. 7.13 zusammengefasst:

h [m]	$A_{s,min1}$ [cm ²]	$A_{s,min2}$ [cm ²]	Matte Typ	h [m]	$A_{s,min1}$ [cm ²]	$A_{s,min2}$ [cm ²]	Matte Typ
0,23	2,60	2,47	AQ 60	0,41	5,07	4,81	AQ 82
0,24	2,74	2,60		0,42	5,21	4,94	
0,25	2,88	2,73		0,43	5,35	5,07	AQ 90
0,26	3,02	2,86	AQ 65	0,44	5,48	5,20	
0,27	3,15	2,99		0,45	5,62	5,33	
0,28	3,29	3,12		0,46	5,76	5,46	
0,29	3,43	3,25	AQ 70	0,47	5,89	5,59	
0,30	3,56	3,38		0,48	6,03	5,72	
0,31	3,70	3,51		0,49	6,17	5,85	
0,32	3,84	3,64	AQ 76	0,50	6,31	5,98	AQS 10
0,33	3,98	3,77		0,51	6,44	6,11	
0,34	4,11	3,90		0,52	6,58	6,24	
0,35	4,25	4,03		0,53	6,37	6,37	
0,36	4,39	4,16		0,54	6,85	6,50	
0,37	4,52	4,29	0,55	6,99	6,63		
0,38	4,66	4,42	AQ 82	0,56	7,13	6,76	
0,39	4,80	4,55		0,57	7,27	6,89	
0,40	4,94	4,68		0,58	7,40	7,02	

Tab. 7.13 Mindestbewehrung und Bewehrungsmatten

7.6 BEISPIELHAFTE BERECHNUNG EINER DECKE MIT QUADRATISCHEM STÜTZENRASTER

7.6.1 ABMESSUNGEN

Stützweite $l_x = l_y =$	8,0 [m]
Abschätzung der Deckenstärke: $h = l/35 =$	0,23 [m]
Stützenabmessungen	30 x 30 [cm]
Bettungsfläche B =	53 x 53 [cm]

7.6.2 EINWIRKUNGEN

Nutzlaststufe 1: $q_{1,k} =$	3 [kN/m ²]
Kombinationsbeiwerte für Nutzlastkategorie B	$\psi_0 = 0,7; \psi_1 = 0,5; \psi_2 = 0,3$
Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0) =$	2,54 [-]

VORSPANNUNG

Annahme: 2 Monolitzen je Stützstreifen

ERSATZLASTEN ZUR BERÜCKSICHTIGUNG DER ZWÄNGUNGEN

$$e_{px} = e_{py} = \frac{170 \cdot 2}{2 \cdot 8} = 21,25 \text{ [kN/m]}$$

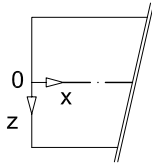
7.6.3 SPANNKABELGEOMETRIE

oberer Randabstand $e_o =$	6,8 [cm]
unterer Randabstand $e_u =$	4,6 [cm]
Spannkabelstich $f =$	11,6 [cm]

Das Spannglied wird im Stützenbereich im Abstand von 30 [cm] zwei Mal befestigt ($l_3 = 30$ [cm], (vgl. Kap. 5.4.1))

freie Durchhangslänge $l_2 =$

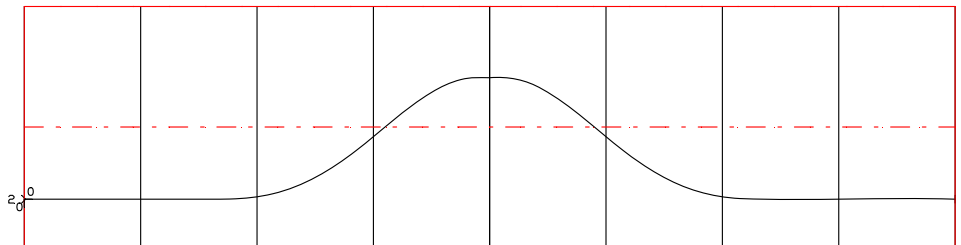
224,79 [cm]



x [m]	z [m]	x [m]	z [m]
0,000	0,0690	4,650	-0,0219
1,000	0,0690	5,150	0,0227
1,602	0,0690	4,650	0,0562
1,850	0,0684	5,150	0,0227
2,350	0,0562	5,650	0,0562
2,850	0,0227	6,150	0,0684
3,350	-0,0219	6,398	0,0690
3,850	-0,0470	7,000	0,0690
4,000	-0,0470	8,000	0,0690
4,150	-0,0470		

Tab. 7.14 Spannkabelgeometrie für $h = 0,23$ [m] und $L = 8,00$ [m]

Spannstränge im Schnitt Spannstrangansicht 3, [0,00,4,00,0,07] – [8,00,4,00,0,07] / [0,00,4,00,1,07]
Oberhöhung = 9



Spannkraftverlauf Spannstrang 2 (1 Spannglied(er), $l = 8,01$ m)

Spannverfahren 1 – CMM 150, Zulassung nach EC2.
 $P_{m0} = 191,3$ kN, $A_p = 135,0$ mm², $\mu_a = 0,06$, Winkel $\beta' = 0,50$ °/m
 E -Modul = 195000 MN/m², $A_h = 572,6$ mm², $\mu_n = 0,06$, Schlupf = 2,30 mm

Spannabweichung 1: < 1,000 :> 1,000 (CMM 150)

Spannkräfte [kN]: 179,9 179,9

Längungen [mm]: 54,0 0,0

Anspannen mit P_{max} (DIN Fachbericht, DIN 1045-1, DIN EN 1992-1-1). $\kappa = 1,5$.

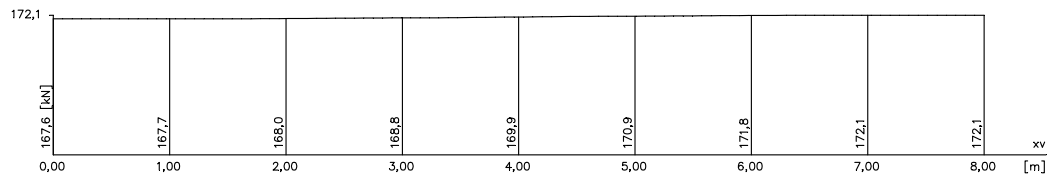


Abb. 7.13 Spannkabel- und Spannkraftverlauf (aus InfoCAD)

7.6.4 VERTIKALE VERFORMUNGEN

VERTIKALE VERFORMUNG IM ZUSTAND II OHNE VORSPANNUNG

Die maßgebende Durchbiegung unter Berücksichtigung des Kriechanteils tritt im Eckpunkt der beiden fixierten Ränder auf.

$$f_{c,II} = 32,56 \text{ [mm]}$$

Durchbiegung inklusive Schwindanteil (vgl. 7.4.3)

$$f_{cs,II} = 39,07 \text{ [mm]}$$

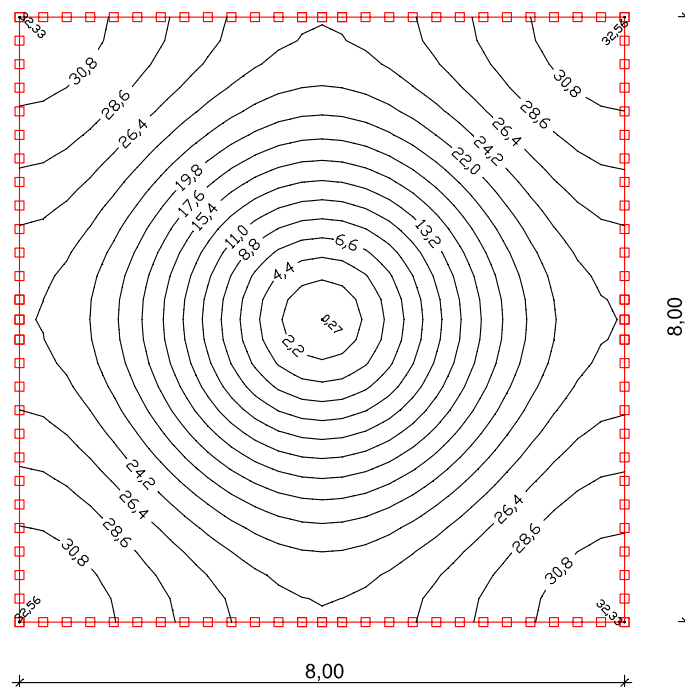


Abb. 7.14 Langzeitverformungen im Zustand II (ohne Vorspannung und Schwindanteil) in [mm]
(aus InfoCAD)

$$\text{Zulässige vertikale Verformung} = l/250 = 32 \text{ [mm]}$$

$$\text{durch Vorspannung zu kompensierender Verformungsanteil } \Delta f = 7,07 \text{ [mm]}$$

DURCHBIEGUNG IM ZUSTAND II - 2 MONOLITZEN JE STÜTZSTREIFEN

maßgebende vertikale Verformung (unter Berücksichtigung des Kriechanteils)

$$f_{c,II} = 26,71 \text{ [mm]}$$

Durchbiegung inklusive Schwindanteil

 $f_{cs,II} =$

32,05 [mm]

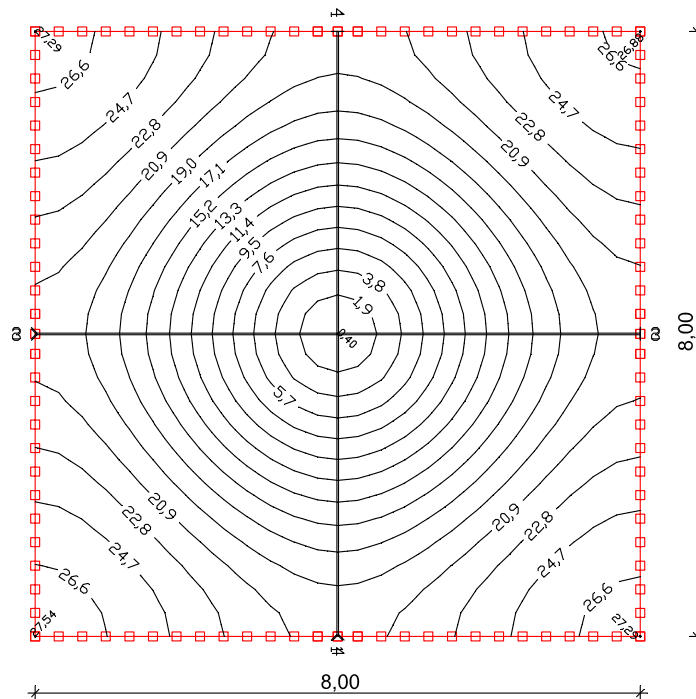


Abb. 7.15 Langzeitverformungen im Zustand II (ohne Schwindanteil) (aus InfoCAD)

7.6.5 DURCHSTANZEN

Durchstanzlast (Vorspannung wird nicht berücksichtigt)

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 1,35 \cdot (G_1 + G_2) + 1,5 \cdot (Q_1) = \\ &= 1,35 \cdot (368 + 96) + 1,5 \cdot 192 = \end{aligned} \quad 914,4 \text{ [kN]}$$

entlastende Wirkung der Vorspannung (2 Monolitzen je Stützstreifen)

$$V_P = 144,16 \text{ [kN]}$$

$$\text{Bemessungswert der Einwirkung } V_{Ed}^* = 770,24 \text{ [kN]}$$

Die nachfolgenden Werte sind dem Ausdruckprotokoll des EDV-Programmes InfoCAD entnommen:

Bemessungswert des Durchstanzwiderstandes je

$$\text{Flächeneinheit ohne Durchstanzbewehrung } v_{Rd,c} = 0,82 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

$$\text{einwirkende Querkraft je Flächeneinheit } v_{Ed} = 1,30 \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 0,0134 [-]$
 Verhältnis $v_{Ed}/v_{Rd,c} = 1,58 [-]$

erforderliche Durchstanzbewehrung

$A_{sw1} = 7,79 [cm^2]$
 $A_{sw2} = 7,79 [cm^2]$
 $A_{sw3} = 7,79 [cm^2]$
 $A_{sw4} = 7,79 [cm^2]$

einwirkende Querkraft im äußersten Rundschnitt $v_{Ed,out} = 0,82 [MN/m^2]$

Der Durchstanznachweis ist erfüllt!

7.6.6 SPANNUNGSNACHWEISE

Die Betondruckspannungen im Stützenbereich sowie im Einleitungsbereich der Vorspannkraft werden überschritten - in diesen Bereichen ist die konstruktiv erforderliche Bewehrung zu erhöhen.

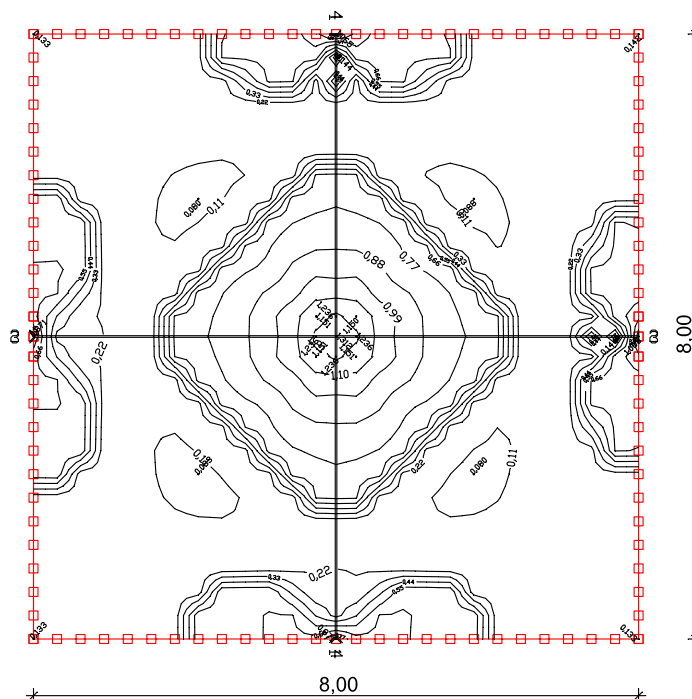


Abb. 7.16 Verhältnis von vorhandenen zu zulässigen Betondruckspannungen unter charakteristischer Einwirkungskombination (aus InfoCAD)

7.7 ZUSAMMENFASSUNG DER BERECHNUNGSERGEBNISSE

Für die betrachteten Massivdecken mit quadratischem Stützenraster kann der Spannstahlbedarf aus nachstehendem Diagramm abgelesen werden:

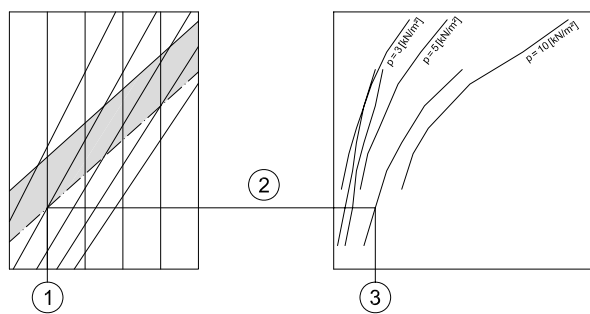
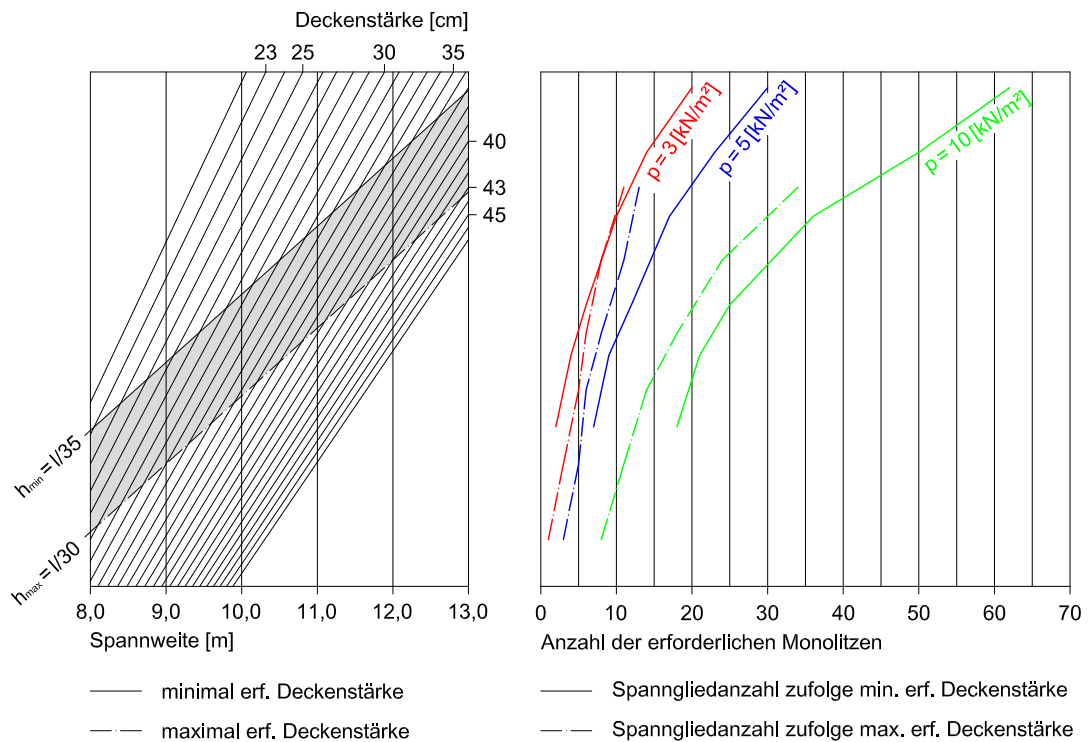


Abb. 7.17 Spannstahlbedarf vorgespannter Massivdecken mit quadratischem Stützenraster

Sämtliche Berechnungsergebnisse sind in Tab. 7.15 und Tab. 7.16 zusammengestellt.

SPANNSTAHLBEDARF VORGESPANNTER FLACHDECKEN

Massivdecken mit quadratischem Stützenraster									
l_x [m]	l_y [m]	h [m]	q [kN/m ²]	f_{zul} [mm]	n_{px} [-]	n_{py} [-]	$f_{cs,II}$ [mm]	$v_{Ed}/v_{Rd,c}$ [-]	ρ [-]
8	8	0,23	3	32	2	2	40	1,58	0,0163
8	8	0,23	5		7	7	40	1,38	0,0163
8	8	0,23	10		18	18	40	2,2 ^{*(40)}	0,0190
8	8	0,27	3		1 ^{**}	1 ^{**}	30	1,6	0,0162
8	8	0,27	5		3 ^{**}	3 ^{**}	33	1,61	0,0185
8	8	0,27	10		8	8	39	1,86 ⁺	0,0185
9	9	0,26	3	36	4	4	34	1,58	0,0190
9	9	0,26	5		9	9	33	1,7 ⁺	0,0190
9	9	0,26	10		21	21	35	2,49 ^{*(40)}	0,0209
9	9	0,30	3		3 ^{**}	3 ^{**}	23	1,6	0,0198
9	9	0,30	5		5 ^{**}	5 ^{**}	27	1,65	0,0198
9	9	0,30	10		11	11	34	2,18 ⁺	0,0214
10	10	0,29	3	40	6	6	38	1,6	0,0179
10	10	0,29	5		12	12	37	2 ⁺	0,0193
10	10	0,29	10		25	25	39	2,78 ^{*(40)+}	0,0207
10	10	0,33	3		5 ^{**}	5 ^{**}	27	1,63	0,0170
10	10	0,33	5		6 ^{**}	6 ^{**}	35	1,78 ⁺	0,0182
10	10	0,33	10		14	14	40	2,44 ^{*(40)}	0,0194
11	11	0,31	3	44	10	10	43	1,92 ⁺	0,0192
11	11	0,31	5		17	17	44	2,29 ^{*(40)}	0,0192
11	11	0,31	10		36	36	44	3,18 ^{*(50)+}	0,0203
11	11	0,37	3		6 ^{**}	6 ^{**}	31	1,79 ⁺	0,0179
11	11	0,37	5		8 ^{**}	8 ^{**}	38	2,01 ⁺	0,0179
11	11	0,37	10		18	18	43	2,67 ^{*(40)+}	0,0197
12	12	0,34	3	48	14	14	47	2,19 ⁺	0,0188
12	12	0,34	5		23	23	47	2,57 ^{*(40)+}	0,0196
12	12	0,34	10		50	50	47	3,0 ^{*(60)+}	0,0196
12	12	0,40	3		8 ^{**}	8 ^{**}	37	1,95 ⁺	0,0188
12	12	0,40	5		11 ^{**}	11 ^{**}	43	2,23 ^{*(40)}	0,0194
12	12	0,40	10		24	24	48	2,89 ^{*(40)+}	0,0201
13	13	0,37	3	52	20	20	50	1,75 ⁺	0,0186
13	13	0,37	5		30	30	51	2,14 ⁺	0,0186
13	13	0,37	10		62	62	52	2,9 ^{*(70)+}	0,0192
13	13	0,43	3		11 ^{**}	11 ^{**}	43	1,64 ⁺	0,0182
13	13	0,43	5		13 ^{**}	13 ^{**}	51	1,81 ⁺	0,0187
13	13	0,43	10		34	34	52	2,57 ^{*(60)+}	0,0193

Massivdecken mit rechteckigem Stützenraster									
l_x [m]	l_y [m]	h [m]	q [kN/m ²]	f_{zul} [mm]	n_{px} [-]	n_{py} [-]	$f_{cs,II}$ [mm]	$v_{Ed}/v_{Rd,c}$ [-]	ρ [-]
8	10	0,26	3	40	4	2	40	1,63	0,0192
8	10	0,26	5		9	7	40	1,62	0,0192
8	10	0,26	10		23	19	40	2,45 ^{*(40)}	0,0212
8	10	0,30	3		2**	1**	30	1,69 ⁺	0,0183
8	10	0,30	5		5**	3**	33	1,68 ⁺	0,0183
8	10	0,30	10		12	8	39	2,07 ^{*(40)}	0,0200
8	12	0,28	3	48	11	8	48	1,58	0,0179
8	12	0,28	5		20	13	47	1,89 ⁺	0,0179
8	12	0,28	10		42	26	48	2,78 ^{*(40)+}	0,0193
8	12	0,33	3		5**	2**	41	1,64	0,0189
8	12	0,33	5		7	3	47	1,81 ⁺	0,0189
8	12	0,33	10		20	13	48	2,31 ^{*(40)}	0,0202
9	11	0,28	3	44	8	6	44	1,6	0,0188
9	11	0,28	5		15	12	43	2,0 ^{*(40)}	0,0188
9	11	0,28	10		34	27	44	2,88 ^{*(40)+}	0,0188
9	11	0,33	3		5**	4**	31	1,64	0,0184
9	11	0,33	5		6**	4**	40	1,73 ⁺	0,0196
9	11	0,33	10		15	13	44	2,45 ^{*(40)}	0,0208
9	13	0,31	3	52	14	10	52	1,11	0,0187
9	13	0,31	5		23	15	52	1,4	0,0187
9	13	0,31	10		49	33	52	2,19 ⁺	0,0187
9	13	0,36	3		6**	3**	47	1,63	0,0180
9	13	0,36	5		10	7	51	1,58	0,0180
9	13	0,36	10		27	19	52	1,94 ⁺	0,0190
10	12	0,31	3	48	11	8	48	1,87 ⁺	0,0194
10	12	0,31	5		19	15	48	2,27 ^{*(40)}	0,0194
10	12	0,31	10		40	35	48	3,15 ^{*(50)+}	0,0194
10	12	0,37	3		6**	4**	36	1,83 ⁺	0,0180
10	12	0,37	5		8**	6**	42	1,97 ⁺	0,0189
10	12	0,37	10		18	15	48	2,63 ^{*(40)+}	0,0198
11	13	0,34	3	52	14	12	52	1,37	0,0189
11	13	0,34	5		24	21	52	1,77 ⁺	0,0189
11	13	0,34	10		50	43	52	2,55 ^{*(60)+}	0,0197
11	13	0,40	3		8**	7**	41	1,65 ⁺	0,0196
11	13	0,40	5		12**	11**	45	1,61	0,0196
11	13	0,40	10		25	21	52	2,23 ^{*(40)+}	0,0203

Tab. 7.15 Spannstahlbedarf vorgespannter Massivdecken

Hohlkörperdecken mit quadratischem Stützenraster									
l_x [m]	l_y [m]	h [m]	q [kN/m ²]	f_{zul} [mm]	n_{px} [-]	n_{py} [-]	$f_{cs,II}$ [mm]	$v_{Ed}/v_{Rd,max}$ [-]	ρ [-]
13	13	0,35	3	52	13	13	52	1,39	0,0183
13	13	0,35	5		26	26	51	1,9 ⁺	0,0183
13	13	0,40	10		34	34	52	2,51 ^{*(60)+}	0,0201
13	13	0,44	10		19	19	51	2,27 ^{*(50)+}	0,0215
14	14	0,35	3	56	27	27	55	1,88 ⁺	0,0187
14	14	0,40	5		24	24	56	2,04 ⁺	0,0194
14	14	0,44	10		19	19	56	2,38 ^{*(50)+}	0,0200
14	14	0,53	10		12 ^{**}	12 ^{**}	48	2,16 ⁺	0,0211
15	15	0,40	3	60	25	25	60	1,98 ⁺	0,0196
15	15	0,49	5		26	26	60	2,25 ^{*(50)+}	0,0210
15	15	0,49	5		10	10	60	2,0 ⁺	0,0196
15	15	0,53	10		22	22	60	2,65 ^{*(70)+}	0,0218
15	15	0,58	10		11 ^{**}	11 ^{**}	55	2,31 ^{*(50)+}	0,0202
16	16	0,44	3	64	26	26	64	1,98 ⁺	0,0210
16	16	0,49	5		26	26	64	2,19 ⁺	0,0195
16	16	0,58	10		23	23	64	2,51 ^{*(60)+}	0,0215
17	17	0,49	3	68	27	27	68	2,12 ⁺	0,0192
17	17	0,53	5		29	29	68	2,35 ^{*(60)+}	0,0214
17	17	0,58	5		12	12	67	2,16 ⁺	0,0200
17	17	0,58	10		49	49	68	2,94 ^{*(80)+}	0,0205
18	18	0,53	3	72	28	28	72	2,3 ^{*(70)}	0,0212
18	18	0,58	3		13	13	71	2,0 ⁺	0,0200
18	18	0,58	5		32	32	72	2,5 ^{*(60)+}	0,0200
18	18	0,58	10		87	87	72	3,0 ^{*(100)+}	0,0202

Tab. 7.16 Spannstahlbedarf vorgespannter Hohlkörperdecken

LEGENDE

l_x, l_y	Stützweiten in x- bzw. y- Richtung
h	Deckenstärke
q	Nutzlast
f_{zul}	zulässige vertikale Verformung (Durchbiegung)
$f_{cs,II}$	Langzeitverformung unter quasi-ständiger EWK im Zustand II (inklusive Kriechen und Schwinden)
n_{px}, n_{py}	erforderliche Anzahl an Monolitzen in x- bzw. y- Richtung
ρ	Bewehrungsgrad

$v_{Ed} / v_{Rd,max}$	Verhältnis von Durchstanzlast zu maximalem Durchstanzwiderstand
+	zusätzliche Maßnahmen zur Durchstanzsicherung sind erforderlich
*()	die Stützenabmessungen müssten auf das in der Klammer angeführte Maß vergrößert werden, damit der Durchstanznachweis erfüllt ist
**	für die Auslegung der Spannglieder ist Durchstanzen maßgebend

SCHLUSSBETRACHTUNG UND AUSBLICK

Auf Grundlage der Auswertung der im Rahmen dieser Diplomarbeit gewonnenen Daten für die Mittelfelder vorgespannter Flachdecken in Massivbauweise mit quadratischem Stützenraster lassen sich Spannsteelbedarf und Bewehrungsgrad auch für nicht untersuchte Spannweiten, Deckenstärken und Belastungen durch lineare Interpolation abschätzen.

Im Falle der vorgespannten Massivdecken mit rechteckigen Stützenraster sowie der vorgespannten Hohlkörperdecken war die Anzahl der untersuchten Geometrien allerdings zu gering, um Zusammenhänge zwischen den zuvor angeführten Parametern und den erforderlichen Monolitzen ableiten zu können - von einer etwaigen Interpolation ist daher Abstand zu nehmen. Umfassendere Untersuchungen wären erforderlich, um hinreichend genaue Bemessungsdiagramme bzw. -tafeln erstellen zu können. Weitere Vertiefungsmöglichkeiten liegen in der analytischen Erfassung der im Zuge dieser Diplomarbeit bewusst ausgeschlossenen Rand- und Eckfelder.

Die Anwendung der Vorspannung und der Einsatz kugelförmiger Verdrängungskörper (sowie deren Kombination) sind jedoch nur einige der Möglichkeiten, die Spannweitenbereiche herkömmlicher Stahlbetonflachdecken zu steigern. Nach Meinung der Autorin wäre es daher von Interesse, zukünftig auch den Einsatz rechteckiger Verdrängungskörper, Leichtbeton oder sogar UHPC bei vorgespannten Flachdecken zu erwägen, Versuche hinsichtlich deren Trag- und Durchstanzverhalten durchzuführen, Regeln für deren Bemessung aufzustellen, diese wissenschaftlich abzusichern und in der Praxis zu erproben.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Bergmeister, Konrad et al.: Verbundlose interne Vorspannung bei weitgespannten Plattentragwerken, in Beton- und Stahlbetonbau 104/ 2009, (Heft 6), S. 322ff.
- [2] Bergmeister, K./ Fingerloos, F./ Wörner, J.-D.: Integrale Konstruktionen aus Beton, in Betonkalender 2009, Bd. 2, S. 233ff.
- [3] Bomhard, H./ Müller, P.: Fachwerkträger aus Beton für hochnutzungsflexible Gebäude am Beispiel der ZMK-Klinik in Münster, in Beton- und Stahlbeton 72/ 1977, (Heft 4), S. 101ff.
- [4] Bomhard, H./ Sparber, J.: Der felsverankerte Spannleichtbeton-Kragarm der Schifflugschanze Oberstdorf und Betrachtungen zur Anwendbarkeit und Beanspruchbarkeit von Konstruktionsleichtbeton, in Beton- und Stahlbetonbau 68/ 1973, (Heft 5), S. 107ff.
- [5] Dinkelacker, H./ Mayer-Vorfelder, R. J./ Müller, R. A.: Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-Neubaus, in Beton- und Stahlbetonbau 85/ 1990, (Heft 5), S. 132ff.
- [6] Duțulescu Eugen: Zur Ermittlung der Normalkraft-Verlängerung und Moment-Krümmung Beziehung der Stahlbetonbauteile im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; in Beton- und Stahlbetonbau 104/ 2009, (Heft 8), S. 505ff.
- [7] Duțulescu Eugen: Zur Ermittlung der Verformungen von Stahlbetonbauteilen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, in Beton- und Stahlbetonbau 105/ 2010 (Heft 1), S. 43ff.
- [8] Eibel, J./ Ivanyi, G./ Buschmeyer, W./ Kobler, G.: Vorspannung ohne Verbund, in Betonkalender 1995, Bd. 2, S. 739ff.
- [9] Falkner, H./ Gerritzen, D.: Schlanke Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage nach DIN 1045-1, in Der Prüferingenieur 21/ 2002, S. 24ff.
- [10] Fingerloos, Frank: Der Eurocode 2 für Deutschland – Erläuterungen und Hintergründe/ Teil 3: Begrenzung der Spannungen, Rissbreiten und Verformungen, in Beton- und Stahlbetonbau 105/ 2010, (Heft 8), S. 486ff.
- [11] Friedrich, Thomas: Vorgespannte Bodenplatten – ein brachliegendes Potential, in Beton und Stahlbetonbau, 99/ 2004, (Heft 8), S. 642ff.
- [12] Gotthard, Franz: Konstruktionslehre des Stahlbetons (Bd. 2), Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg 1969
- [13] Hausmann, Guido: Verformungsvorhersage vorgespannter Flachdecken unter Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaften/ Technische Universität Darmstadt/ Dissertation/ 2007
- [14] Hegger, J./ Beutel, R./ Kerkeni, N.: Einfluss der Deckenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand nach DIN 1045-1, SIA 262, Ö-Norm B 4700 (01) und Eurocode prEN 1992-1-1, in Beton- und Stahlbetonbau 99/ 2004, (Heft 1), S. 23ff.
- [15] Hegger, J./ Häusler, F./ Ricker, M.: Zur Durchstanzbemessung von Flachdecken nach Eurocode 2, in Beton- und Stahlbetonbau 103/ 2008, (Heft 2), S. 93ff.
- [16] Hegger, J./ Häusler, F./ Ricker, M.: Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken, in Beton- und Stahlbetonbau 102/2007, (Heft 11), S. 770ff.

- [17] Hegger, J./ Kerkeni, N./ Roggendorfer, T.: Zum Tragverhalten von Slim-Floor-Konstruktionen, in Beton- und Stahlbetonbau 103/ 2008 (Heft 1), S. 2ff.
- [18] Hegger, J./ Tuchlinski, D.: Zum Durchstanzen von Flachdecken – Einfluss der Momenten-Querkraft Interaktion und der Vorspannung, in Beton- und Stahlbetonbau 101/ 2006, (Heft 10), S. 742ff.
- [19] Iványi, György/ Buschmeyer, Wilhelm/ Müller, Rainer-Andreas: Entwurf von vorgespannten Flachdecken, in Beton- und Stahlbetonbau 82/ 1987, (Heft 4), S. 95ff./ (Heft 5), S. 133ff.
- [20] Kinnunen, S./ Nylander, H.: Punching of concrete slabs without shear reinforcement/ Transactions of the royal institute of technology/ Stockholm, 1960 in Civil Engineering 3 (No. 158)
- [21] König, Gert/ Tue, Nguyen Viet/ Schenck, Gunter: Grundlagen des Stahlbetonbaus, (3. Auflage), Vieweg + Teubner, Wiesbaden 2008
- [22] Krüger, W./ Mertzsch, O./ Koch, S.: Verformungsvorhersage von vorgespannten und nicht vorgespannten Betonbauteilen, in Beton- und Stahlbetonbau 104/ 2009, (Heft 6), S. 340ff.
- [23] Krapfenbauer, Robert: Erstmalige Anwendung einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund. Neue Hoch- und Tiefgarage der Wiener Stadtwerke, in ÖIAZ 129/ 1984, (Nr. 1), S. 14ff.
- [24] Kupfer, H./ Hochreither, H.: Anwendung des Spannbetons, in Betonkalender 1993, Bd. 2, S. 487ff.
- [25] Leonhardt, Fritz: Spannbeton für die Praxis, (2. Auflage), Willhelm Ernst und Sohn, Berlin 1962
- [26] Leonhardt, Fritz: Vorlesungen über Massivbau, 5. Teil, Springer, Berlin/ Heidelberg 1980
- [27] Lohmeyer, G./ Bergmann, H./ Ebeling, K.: Stahlbetonbau - Bemessung – Konstruktion – Ausführung, (7. Auflage); Teubner, Wiesbaden 2006
- [28] Maier, K.: Freie Spanngliedlage: Versuche, in Schriftenreihe der ÖVBB/ Verbundlose Vorspannung im Hochbau – Freie Spanngliedlage 1998 (Heft 34), Kapitel 2
- [29] Maier, K./ Wicke, M.: Die freie Spanngliedlage, in Beton- und Stahlbetonbau 95/ 2000 (Heft 2), S. 62ff.
- [30] Marti, P./ Monsch, O./ Schilling, B.: Ingenieur-Betonbau, (Bd. 7), vdf Hochschulverlag an der ETH Zürich, 2005
- [31] Meinecke, A./ Odewald, G.: Stockwerkrahmen mit vorgespannten Riegeln für eine Druckerei, in Beton- und Stahlbetonbau 58/ 1963, (Heft 7), S. 153ff.
- [32] Morgen, K./ Nölting, D./ Wollrab, E.: Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund nach DIN 1045-1, in Beton- und Stahlbetonbau 99/ 2004, (Heft 11), S. 914ff.
- [33] Pauser, Anton: Beton im Hochbau, Bau+Technik, Düsseldorf, 1998
- [34] Pech, Anton (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken, Springer, Wien 2006
- [35] Pery, W.: Vorgefertigtes Klinkerlager in Montreal, in Beton- und Stahlbetonbau 72/ 1977, (Heft 8), S. 197ff.
- [36] Pumberger, Alexander: Anwendung der Vorspannung im Hochbau/ Technische Universität Wien/ Institut für Hochbau und Industriebau/ Diplomarbeit/ 1998

- [37] Raecke, I: Vorlesungsmanuskript Flächentragwerke I/II – Elastische Platten/ Institut für Mechanik/ Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg
- [38] Reiffenstuhl, H.: Verstärkung eines Sporthallendaches mit Druckspannbe-
wehrung, in Beton- und Stahlbetonbau 78/ 1983, (Heft 6), S. 149ff.
- [39] Rombach, Günter: Spannbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, 2003
- [40] Schlaich, J.: Der neue Richtfunkturm auf dem Frauenkopf in Stuttgart, in
Beton- und Stahlbetonbau 66/ 1971, (Heft 4), S. 93ff.
- [41] Schmitz, Heinrich: Das Schalentragswerk der Städtischen Bühnen Dort-
mund: Konstruktion und Ausführung, in Beton- Stahlbetonbau 60/ 1965,
(Heft 6), S. 133ff.
- [42] Schnellenbach-Held, M./ Aldejohann, M.: Deckensysteme – Gestern und
Heute, in Tiefbau 2006 (Heft 4), S. 211ff.
- [43] Schnellenbach-Held, M./ Aldejohann, M.: Zweiachsige Hohlkörperdecken
in Theorie und Versuchen, in Betonwerk + Fertigteil-Technik, 2005
(Heft 10), S. 50ff.
- [44] Schnellenbach-Held, M./ Pfeffer, K.: Tragverhalten zweiachsiger Hohlkör-
perdecken, in Beton- und Stahlbetonbau 96/ 2001 (Heft 9), S. 573ff.
- [45] Seim, Werner: Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken,
Ernst & Sohn, Berlin 2007
- [46] Stracke, Julia: Flachdecken aus Konstruktions-Leichtbeton/ Bergische
Universität Wuppertal/ Dissertation/ 2005
- [47] Straub, Hans: Die Geschichte der Bauingenieurkunst. Ein Überblick von
der Antike bis heute, (4. Auflage), Birkhäuser, Berlin 1992
- [48] Technologiehandbuch Cobiax[®], Ausgabe Januar 2008
- [49] Thomsing, Martin: Spannbeton/ Grundlagen, Berechnungsverfahren,
Beispiele, (3. Auflage), Teubner, Stuttgart/Leipzig/Wiesbaden, 2002
- [50] Tragatschnig, U.: Messe Graz Halle A – Versteckte Technik, in Architektur
Aktuell 349/ 2009; (Heft 4), S. 68ff.
- [51] Vaessen, Franz: Das vorgespannte Faltwerk des Rathaus-Neubaus in
Marl, in Beton- und Stahlbetonbau 57/ 1962, (Heft 5), S. 104ff.
- [52] Vocke, Henrik/ Eligehausen, Rolf: Durchstanzen von Flachdecken im Be-
reich von Rand- und Eckstützen, in Beton- und Stahlbetonbau 98/2003
(Heft 2), S. 66ff.
- [53] Vorspanntechnik VT/ Europäische Technische Zulassung ETA 04/0083
vom 03.04.2005: Litzenspannverfahren VT-CMM für interne Vorspannung
ohne Verbund
- [54] Walder, U: Vorlesungsskriptum Baustatik 2 (Teil 3)/ Institut für Bauinfor-
matik/ Technische Universität Graz
- [55] Walther, R.: Senkdeckenverfahren für die Tiefgarage des Kantonsspitals
Basel; in Beton- und Stahlbetonbau 70/ 1975, (Heft 11), S. 262ff.
- [56] Wicke, Manfred: Freie Spanngliedlage, in Schriftenreihe der ÖVBB/
Verbundlose Vorspannung im Hochbau – Freie Spanngliedlage 1998
(Heft 34), Kapitel 1
- [57] Wicke, Manfred: Spannglieder ohne Verbund im Hochbau – Bemessung
und Ausführung leicht gemacht, in Expertenforum Beton 2005/ Vorge-
spannte Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund – freie Spannglied-
lage, S. 8ff.
- [58] Wolf, H.-M./ Müller, E.: Hängehochhaus für den Deutschlandfunk in Köln,
in Beton- und Stahlbetonbau 71/ 1976, (Heft 6), S. 133ff.

- [59] Zilch, Konrad/ Weiher, Hermann: 120 Jahre Spannbeton – Von Doehring und Jackson bis heute, in Beton und Stahlbeton, 103/ 2008, (Heft 6) S. 422ff.
- [60] Zilch, Konrad/ Zehetmaier, Gerhard: Bemessung im konstruktiven Betonbau, (2. Auflage), Springer, Berlin Heidelberg, 2010
- [61] Zorn, Alois: Durchstanzen von verbundlos vorgespannten Flachdecken, in Beton – und Stahlbetonbau 100 /2005, (Heft S2), S. 255ff.
- [62] URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Henke.pdf> [20.2.2010]
- [63] URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Rapolder.pdf> [20.2.2010]
- [64] Hofstadler, Christian: Bauablaufplanung und Logistik im Baubetrieb, Springer, Berlin Heidelberg, 2007

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

- Abb. 1.1 Jackson, P.H.: Construction of artificial-stone or concrete pavements, Washington: Letters Patent No. 37 5999, United States Patent Office 1888
- Abb. 1.2 Doehring, C. F. W.: Einrichtung zur Herstellung von mit Draht durchgezogenen, zu dem unter No. 49024 patentierten Abschluss für Balkenlagen zu verwendeten Latten. Berlin: Patentschrift No. 53548, Kaiserliches Patentamt 1888
- Abb. 1.3 Lund, J. G. E.: Teknisk Ukeblad, 1911
- Abb. 1.4 aus [25]: Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis
- Abb. 1.5 Freyssinet, E./ Seailles, J.: Procédé de fabrication des pieces en béton armé. Paris: Brevet D'Invention No. 36703, Ministère du Commerce et de l'Industrie 1928
- Abb. 1.6 aus [5]: Zilch, Konrad/ Weiher, Hermann: 120 Jahre Spannbeton – Von Doehring und Jackson bis heute, in Beton und Stahlbeton, 103/ 2008, (Heft 6) S. 422ff.
- Abb. 1.7 aus Mehlhorn, Gerhard (Hrsg.): Handbuch Brücken, Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen, Springer, Berlin/Heidelberg, 2007
- Abb. 1.8 aus [25]: Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis
- Abb. 1.9 aus [25]: Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis
- Abb. 2.1 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.2 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.3 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.4 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.5 aus [24]: Kupfer, H./ Hochreither, H.: Anwendung des Spannbetons, in Betonkalender 1993
- Abb. 2.6 aus [39]: Rombach, G.: Spannbetonbau

- Abb. 2.7 Holst K.- H.: Brücken aus Stahlbeton und Spannbeton, Ernst & Sohn, Berlin 1998
- Abb. 2.8 aus [39]: Rombach, G.: Spannbetonbau
- Abb. 2.9 aus [21]: König, Gert/ Tue, Nguyen Viet/ Schenck, Gunter: Grundlagen des Stahlbetonbaus
- Abb. 2.10 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.11 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 2.13 aus [19] Ivanyi, G./ Buschmeyer, W.: Entwurf von vorgespannten Flachdecken, in Beton- und Stahlbetonbau 4/ 1987, S. 95ff.
- Abb. 3.1 aus Friedrich, T./ Conrads, E.: Vorspannung im Hochbau – Herausforderungen für die Zukunft. Vorträge Deutscher Betontag 1993, DBV, Wiesbaden 1994, S. 378-298
- Abb. 3.2 aus [23] Krapfenbauer, Robert: Erstmalige Anwendung einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund. Neue Hoch- und Tiefgarage der Wiener Stadtwerke, in ÖIAZ 129/ 1984, (Nr. 1), S. 14ff.
- Abb. 3.3 aus [23] Krapfenbauer, Robert: Erstmalige Anwendung einer Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund. Neue Hoch- und Tiefgarage der Wiener Stadtwerke, in ÖIAZ 129/ 1984, (Nr. 1), S. 14ff.
- Abb. 3.4 aus [5]: Dinkelacker, H./ Mayer-Vorfelder, R. J./ Müller, R. A.: Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-Neubaus, in Beton- und Stahlbetonbau 85/ 1990, (Heft 5), S. 132ff.
- Abb. 3.5 aus [5]: Dinkelacker, H./ Mayer-Vorfelder, R. J./ Müller, R. A.: Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-Neubaus, in Beton- und Stahlbetonbau 85/ 1990, (Heft 5), S. 132ff.
- Abb. 3.6 aus [5]: Dinkelacker, H./ Mayer-Vorfelder, R. J./ Müller, R. A.: Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-Neubaus, in Beton- und Stahlbetonbau 85/ 1990, (Heft 5), S. 132ff.
- Abb. 3.7 aus [5]: Dinkelacker, H./ Mayer-Vorfelder, R. J./ Müller, R. A.: Vorspannung ohne Verbund bei auskragenden Flachdecken eines Verwaltungs-Neubaus, in Beton- und Stahlbetonbau 85/ 1990, (Heft 5), S. 132ff.
- Abb. 3.8 aus [62]: URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Henke.pdf> [20.2.2010]
- Abb. 3.9 aus [63]: URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Rapolder.pdf> [20.2.2010]
- Abb. 3.10 aus [63]: URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Rapolder.pdf> [20.2.2010]
- Abb. 3.11 aus [50]: Tragatschnig, U.: Messe Graz Halle A – Versteckte Technik, in Architektur Aktuell 349/ 2009; (Heft 4), S. 68ff.
- Abb. 3.12 aus [50]: Tragatschnig, U.: Messe Graz Halle A – Versteckte Technik, in Architektur Aktuell 349/ 2009; (Heft 4), S. 68ff.
- Abb. 3.13 Quelle: Cobiax®
- Abb. 3.14 aus [11]: Friedrich, Thomas: Vorgespannte Bodenplatten – ein brachliegendes Potential, in Beton und Stahlbetonbau, 99/ 2004, (Heft 8), S. 642ff.

- Abb. 3.15 aus [11]: Friedrich, Thomas: Vorgespannte Bodenplatten – ein brachliegendes Potential, in Beton und Stahlbetonbau, 99/ 2004, (Heft 8), S. 642ff.
- Abb. 3.16 aus [11]: Friedrich, Thomas: Vorgespannte Bodenplatten – ein brachliegendes Potential, in Beton und Stahlbetonbau, 99/ 2004, (Heft 8), S. 642ff.
- Abb. 4.1 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.2 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.3 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.4 aus VSL Report Series 4.1 Post-tensioned in buildings/ Details Improving the Constructability of Post-Tensioned Floors; S.27ff.
- Abb. 4.5 aus VSL Report Series 4.1 Post-tensioned in buildings/ Details Improving the Constructability of Post-Tensioned Floors; S.27ff.
- Abb. 4.6 aus [62] URL: <http://www.hera-ing.de/Vortrag-Henke.pdf> [20.2.2010]
- Abb. 4.7 aus [2]: Bergmeister, K./ Fingerloos, F./ Wörner, J.-D.: Integrale Konstruktionen aus Beton, in Betonkalender 2009, Bd. 2, S. 233ff.
- Abb. 4.8 aus [2]: Bergmeister, K./ Fingerloos, F./ Wörner, J.-D.: Integrale Konstruktionen aus Beton, in Betonkalender 2009, Bd. 2, S. 233ff.
- Abb. 4.9 aus [39]: Rombach, G.: Spannbetonbau
- Abb. 4.10 aus [39]: Rombach, G.: Spannbetonbau
- Abb. 4.11 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.12 aus [48]: Technologiehandbuch Cobiax®, Ausgabe Januar 2008
- Abb. 4.13 aus BubbleDeck® Voided Flat Slab Solutions, Span Guide 2009
- Abb. 4.14 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.15 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.16 aus [33] Pauser, A.: Beton im Hochbau
- Abb. 4.17 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.18 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.19 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 4.20 aus [33] Pauser, A.: Beton im Hochbau
- Abb. 4.21 aus Prospekt Hoesch Bausysteme GmbH
- Abb. 4.22 aus Prospekt Hoesch Bausysteme GmbH
- Abb. 5.1 aus Wicke M./ Maier, K.: Anwendung des Spannbetons, in Betonkalender 2002, Band 2, S. 113ff.
- Abb. 5.2 aus [28]: Maier, K.: Freie Spanngliedlage: Versuche, in Schriftenreihe der ÖVBB/ Verbundlose Vorspannung im Hochbau Freie Spanngliedlage 1998 (Heft 34), Kapitel 2
- Abb. 5.3 aus [28]: Maier, K.: Freie Spanngliedlage: Versuche, in Schriftenreihe der ÖVBB/ Verbundlose Vorspannung im Hochbau Freie Spanngliedlage 1998 (Heft 34), Kapitel 2
- Abb. 5.4 aus [28]: Maier, K.: Freie Spanngliedlage: Versuche, in Schriftenreihe der ÖVBB/ Verbundlose Vorspannung im Hochbau Freie Spanngliedlage 1998 (Heft 34), Kapitel 2
- Abb. 5.5 aus [28]: Maier, K.: Freie Spanngliedlage: Versuche, in Schriftenreihe der ÖVBB/ Verbundlose Vorspannung im Hochbau Freie Spanngliedlage 1998 (Heft 34), Kapitel 2

- Abb. 6.1 aus [37]: Raecke, I: Vorlesungsmanuskript Flächentragwerke I/II
- Abb. 6.2 Kolbitsch, A: Vorlesungsmanuskript/ Kapitel 5 – Decken/ Institut für Hochbau und Industriebau/ TU-Wien
- Abb. 6.3 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.4 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.5 aus [34]: Pech, A. (Hrsg.): Baukonstruktionen (Bd. 5) Decken
- Abb. 6.6 aus Schaefers, U.: Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen/ DAFStb Heft 357, Ernst & Sohn, Berlin, 1984
- Abb. 6.7 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.8 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.9 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.10 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.11 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.12 aus [60]: Zilch, K./ Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau
- Abb. 6.13 aus [6]: Duțulescu Eugen: Zur Ermittlung der Normalkraft-Verlängerung und Moment-Krümmung Beziehung der Stahlbetonbauteile im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit; in Beton- und Stahlbetonbau 104/ 2009, (Heft 8), S. 505ff.
- Abb. 6.14 aus [22]: Krüger, W./ Mertzsch, O./ Koch, S.: Verformungsvorhersage von vorgespannten und nicht vorgespannten Betonbauteilen, in Beton- und Stahlbetonbau 104/ 2009, (Heft 6), S. 340ff.
- Abb. 6.15 aus [33]: Pauser, Anton: Beton im Hochbau
- Abb. 6.16 aus [33]: Pauser, Anton: Beton im Hochbau
-
- Abb. 7.6 aus Benutzerhandbuch InfoGraph
- Abb. 7.8 aus [53]: Vorspanntechnik VT: Europäische Technische Zulassung ETA 04/0083 vom 03.04.2005
- Abb. 7.11 aus Eurocode 2
-
- Abb. A.1 aus [53]: Vorspanntechnik VT: Europäische Technische Zulassung ETA 04/0083 vom 03.04.2005
- Abb. A.2 aus [53]: Vorspanntechnik VT: Europäische Technische Zulassung ETA 04/0083 vom 03.04.2005
- Abb. A.3 aus [53]: Vorspanntechnik VT: Europäische Technische Zulassung ETA 04/0083 vom 03.04.2005

ANHANG A - VT-CMM SPANGLIEDER

Sämtliche Ausführungen in diesem Kapitels sind entweder vollständig oder in Auszügen der Europäischen Technischen Zulassung ETA - 04/0083 vom 03.04. 2005 (Vorspanntechnik VT) entnommen.

MERKMALE DES PRODUKTS

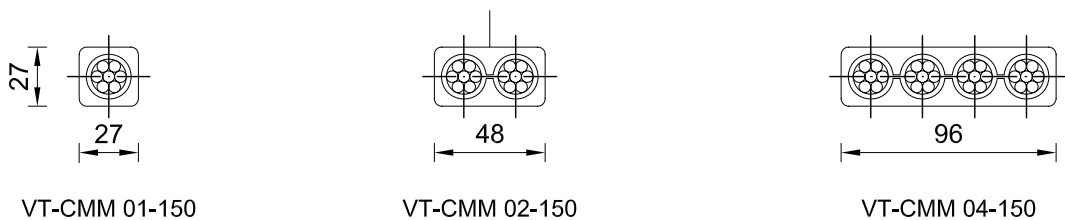


Abb. A1: Bandlagen der VT CMM Spannlieder [53]

Anzahl der Litzen	n	--	1	2	4
Nenn- Querschnittsfläche des Spannliedes	A_p	mm ²	150	300	600
VT-CMM-Band – Nennmasse des Spannliedes	m	kg/m	1,30	2,60	5,20
Charakteristische Zugfestigkeit $f_{pk} = 1.770$ [MPa]					
Charakteristische Höchstkraft des Spannliedes	F_{pk}	kN	266	532	1.064
Charakteristische Zugfestigkeit $f_{pk} = 1.860$ [MPa]					
Charakteristische Höchstkraft des Spannliedes	F_{pk}	kN	279	558	1.116

Tabelle A1 VT-CMM 150

REIBUNGSVERLUSTE

Für die Berechnung der Vorspannverluste infolge Reibung wird das Coulomb'sche Reibungsgesetz angewandt. Aufgrund der Korrosionsschutzauffüllung der HDPE-Ummantelung der VT-CMM-Bänder oder der einzelnen Monolitzen ist der Reibungsbeiwert μ sehr klein. Die Berechnung erfolgt mit der Gleichung:

$$F_x = F_0 \cdot e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}$$

- mit
- F_x Vorspannkraft in einem Abstand x entlang des Spannliedes
 - F_0 Vorspannkraft an der Stelle $x = 0$ [m]
 - μ Reibungsbeiwert; $\mu = 0,06$ (VT-CMM 150 und Monolitzen)
 - k ungewollter Umlenkwinkel; $k = 8,73 \cdot 10^{-3}$ [rad/m] = 0,5 [°/m]

- α Summe der Umlenkwinkel in [rad] über den Abstand x (unabhängig von der Richtung des Vorzeichens)
- x Abstand in [m] entlang des Spanngliedes von jenem Punkt, an dem die Vorspannkraft F_0 wirkt

ANMERKUNG die Reibungsverluste in den Verankerungen sind niedrig und müssen bei der Bemessung und Ausführung nicht berücksichtigt werden.

LAGESICHERUNG DER SPANNGLIEDER

Die Monolitzen oder VT-CMM-Bänder müssen in ihrer Lage gehalten werden. Der Abstand der Spannglied-Unterstützungen beträgt für freie Spanngliedlage in ≤ 45 [cm] dicken Platten im Übergangsbereich zwischen

- a) oberer Spanngliedlage und Verankerung (z. B. Kragarm) 1,15 [m]
- b) unterer und oberer Spanngliedlage oder unterer Spanngliedlage und Verankerung 3,00 [m]

Im Bereich der oberen und unteren Spanngliedlage (Hochpunkte, Tiefpunkte) sind die Spannglieder an mindestens zwei Stellen im Abstand von 0,3 bis 1,3 [m] in geeigneter Art und Weise an der schlaffen Bewehrung zu befestigen. Die schlaffe Bewehrung muss lagefest sein. Damit sind eigene Abstandhalter für die Spannglieder nicht erforderlich.

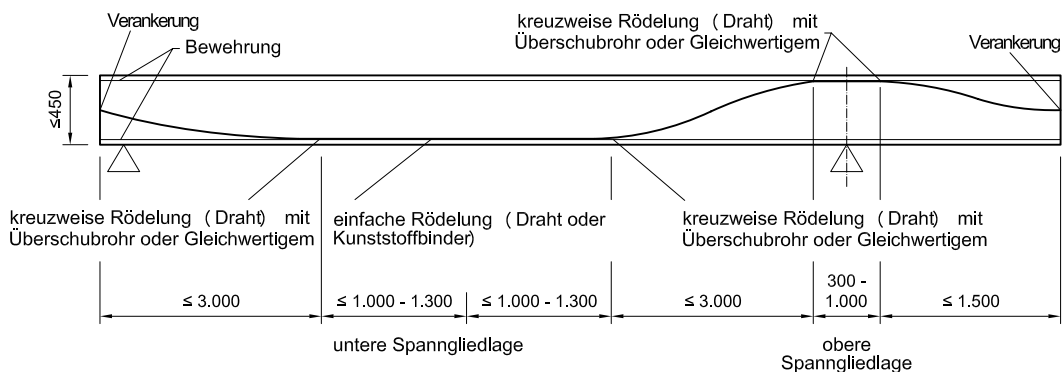


Abb. A2: Abstände der Befestigungspunkte der Spannglieder [53]

SCHLUPF AN VERANKERUNGEN

Tabelle A2 gibt die Schlupfwerte an den Verankerungen an, die bei den Berechnungen der Spannwege und der Spannkkräfte berücksichtigt werden müssen.

Verankerung			Y 1770S7	Y 1860S7	Y 1820S7G
Spannanker	(S) A	mm	6		
feste Kopplung, BA 1	K 1.BA	mm			
unzugänglicher Festanker, vorverkeilt ¹⁾	(F) A	mm	3		
feste Kopplung, BA 2, vorverkeilt ¹⁾	K 2.BA	mm			
Zugängliche Festanker	(F) A VT-CMM 01 - 04	mm	8	9	7
¹⁾ mit $0,5 \cdot F_{pk}$ vorverkeilt					

Tabelle A2 Schlupfwerte

ABSTAND DER SPANNGLIED-VERANKERUNGEN, BETONDECKUNG

Die Abstände dürfen die in Tabelle A3 angegebenen Werte im Allgemeinen nicht unterschreiten. Jedoch ist die Verringerung der Achsabstände der Spanngliedverankerungen in einer Richtung bis zu 15% gestattet, sie dürfen aber nicht kleiner als der Außendurchmesser der Wendel sein, und die Zugbewehrung muss noch verlegt werden können. In diesem Fall müssen die Abstände in der senkrecht dazu stehenden Richtung um den gleichen Prozentsatz erhöht werden.

			VT-CMM 01	VT-CMM 02	VT-CMM 04
Mindest-Achsabstand	a_c, b_c	mm	180, 240	200, 150	300, 220
Mindest-Randabstand	a_e, b_e	mm	$70 + c, 50 + c$	$90 + c, 65 + c$	$130 + c, 90 + c$
c ... Betondeckung					

Tabelle A3 Abstand der Spannglied-Verankerungen

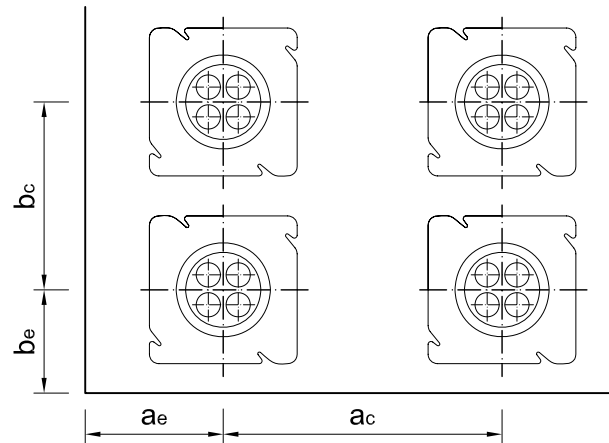


Abb. A3: Mindestabmessungen für Ankerplatten [53]

KRÜMMUNGSRADIEN VON INTERNEN SPANGLIEDERN

Der Mindestkrümmungsradius R_{\min} von internen Spanngliedern mit Litzen mit einem Nenndurchmesser von 15,7 [mm] oder 15,2 [mm] beträgt 2,5 [m]. Falls dieser Radius eingehalten wird, ist der Nachweis der äußeren Faserspannung des Spannstahls im Krümmungsbereich nicht erforderlich.

MAXIMALE VORSPANNKRÄFTE

Die Vorspann- und Überspannkräfte sind in den jeweiligen am Ort der Verwendung gültigen Normen und Vorschriften zu entnehmen. In Tabelle A4 sind die maximalen Vorspann- und Überspannkräfte angegeben.

Bezeichnung		VT-CMM 150					
Charakteristische Zugfestigkeit f_{pk}	MPa	1.770			1.860		
Anzahl der Litzen	--	1	2	4	1	2	4
Maximale Vorspannkraft ¹⁾ $0,9 \cdot F_{p0,1k}$	kN	206	412	824	216	432	864
Maximale Überspannkraft ¹⁾ $0,95 \cdot F_{p0,1k}$	kN	218	435	870	228	456	912
¹⁾ Die angegebenen Werte sind Höchstwerte. Die tatsächlichen Werte sind den jeweiligen am Ort der Verwendung gültigen Normen und Vorschriften zu entnehmen. Die Erfüllung der Stabilisierungs- und Rissbreiten-Kriterien bei der Prüfung der Kraftübertragung wurde bei einem Kraftniveau von $0,8 \cdot F_{pk}$ nachgewiesen.							

Tabelle A4 Maximale Vorspannkräfte und maximale Überspannkräfte