

Stabilität punktgestützter Wandscheiben

– Modellierung, Bemessung und Konstruktion

Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann, Leiter Fachgebiet Massivbau

Dr.-Ing. Volker Henke, Akademischer Oberrat

Dipl.-Ing. Waldemar Krakowski, wissenschaftlicher Mitarbeiter

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig

Zusammenfassung:

Punktgestützte Wandscheiben sind unter bestimmten Voraussetzungen stabilitätsgefährdet. Da bislang theoretische und praktische Untersuchungen hierzu fehlten, wurden im Rahmen einer Parameterstudie das Trag- und Verformungsverhalten punktgestützter Wandscheiben untersucht. Die Funktionsweise des numerischen Modells wurde anhand von Versuchsnachrechnungen aus der Literatur geprüft und belegt. Die Berechnungen wurden unter Berücksichtigung von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Effekten durchgeführt. Auf Grundlage dieser Ergebnisse wurde ein vereinfachtes Bemessungsmodell erarbeitet.

Summary:

For point supported concrete walls a danger of stability failure exists. So far, neither theoretical investigations, nor tests have been carried out in order to clarify the stability failure behaviour of these walls. To indicate the force-deflection behaviour of point supported concrete walls, a parameter study was carried out. To confirm the functionality of the numerical model, tests on similar systems were analysed. The calculations were performed in consideration of geometric and physical nonlinear effects. Based on the results, a simplified design method is given.

1 ALLGEMEINES

Bei Hallenbauten werden die Außenwände oder Innentrennwände oft aus zwischen den Stützen übereinander angeordneten Fertigteilwänden erstellt. Die Einzelwände werden mit den Stützen im

Eckbereich der Wandscheiben punktförmig verbunden. Zusätzlich zu den vertikalen Einwirkungen im oberen Wandbereich, aus z. B. Wandaufbau und Dachlasten, können auch Einwirkungen aus Wind senkrecht zur Wandebene vorhanden sein.

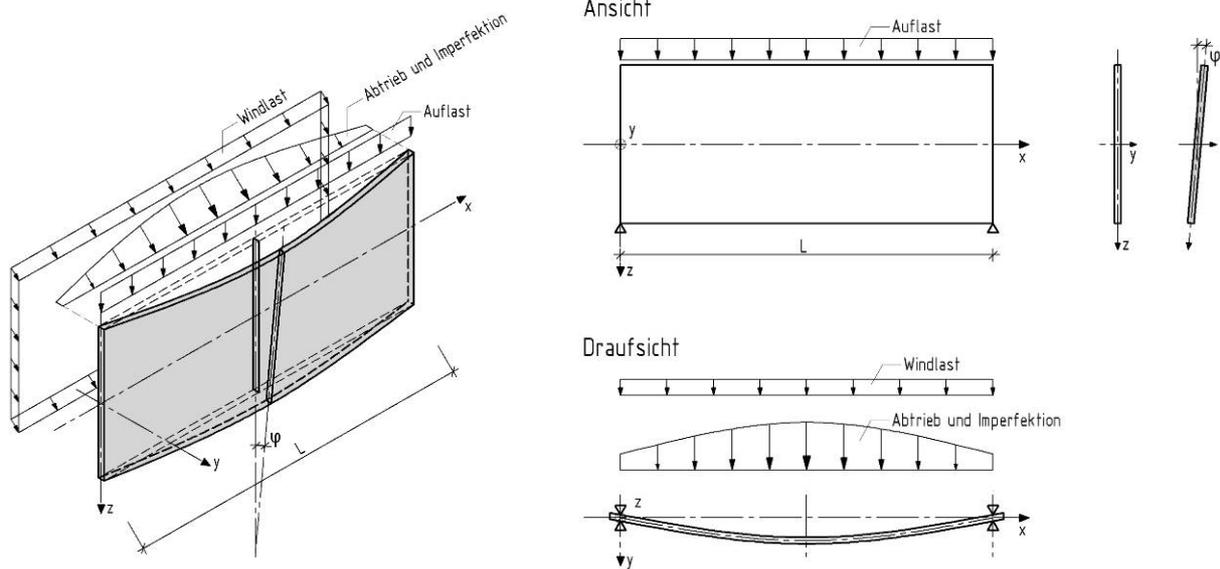


Bild 1: Beanspruchung punktgestützter Wandscheiben (links) und statisches System (rechts)

Eine besondere Schwierigkeit bei punktgestützten Wandscheiben stellt der Nachweis der Stabilität der Druckzone dar, ein Phänomen, welches bislang für diese Konstruktionen noch nicht in ausreichendem Maße untersucht wurde. Dabei handelt es sich um das seitliche Ausweichen des oberen Wandbereiches. Durch Schiefstellung und Vorkrümmung der Wand (geometrische Imperfektionen) sowie durch mögliche Lastausmitten bei Windeinwirkung senkrecht zur Wandebene ergeben sich Auslenkungen des oberen Wandbereiches aus der Wandebene heraus (siehe Bild 1). Infolge der Drucknormalkraft aus vertikaler Belastung wird die Auslenkung im oberen Wandbereich zusätzlich verstärkt. Eine Steigerung der Einwirkungen führt schließlich zum Stabilitätsversagen der Druckzone, das durch einen überproportionalen, seitlichen Verformungszuwachs charakterisiert ist.

2 BISHERIGER KENNTNISSTAND

In der Literatur wird das Stabilitätstragverhalten von Wandscheiben nicht näher behandelt. Es lassen sich zur Stabilität von Schalen im Allgemeinen und von Scheiben für linear-elastische Werkstoffe zahlreiche Untersuchungen finden, so z. B. in [13]. Auch im Hinblick auf Stahlbetonkonstruktionen wurde das Tragverhalten unter dem Aspekt der Stabilität untersucht [14]. Allerdings werden hier prinzipiell nur Hyperschalen (z. B. Kühltürme) oder einfach gekrümmte Schalen betrachtet. Weiterhin beruhen diese Arbeitsergebnisse auf der Annahme sehr dünner Querschnitte. Ansätze, welche das Kippen von Balken behandeln, sind in der Literatur vielfach zu finden. Die Untersuchungen beschäftigen sich sowohl mit Stahlbeton- als auch mit Spannbetonkonstruktionen.

Als wesentlich seien hier die Untersuchungen von König und Pauli [5], [6], Rafla [11], Mann [8] und Stiglat [12] zum Kippen von Stahlbeton- und Spannbetonbalken zu nennen. Die genannten Ansätze gehen davon aus, dass es sich um stabförmige Bauteile – mit Schlankheiten von $h_{\text{Träger}} / b_{\text{Steg}}$ von ca. 8 bis 13 – handelt. Die Schlankheit von Wänden $h_{\text{Wand}} / b_{\text{Wand}}$ hingegen kann bis zu 25 betragen. Die Biegeschlankheit $l / h_{\text{Träger}}$ beträgt bei den bisher untersuchten Balken ca. 10 bis 22, bei den in der Praxis üblichen Wandscheiben hingegen ist l / h_{Wand} maximal 5. Auch können horizontal wirkende Einwirkungen wie z. B. Wind und Abtrieb mit diesen Bemessungsansätzen in den meisten Fällen nicht berücksichtigt werden. Somit sind die Voraussetzungen für die Anwendung der o. g. Bemessungsansätze auf die hier angesprochenen Wandscheiben nicht gegeben.

3 TECHNISCHE BESTIMMUNGEN

Gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 8.6.8 (seitliches Ausweichen schlanker Träger), [2] ist eine ausreichende Sicherheit gegen seitliches Ausweichen dann gegeben, wenn gilt:

$$- \quad b \geq \sqrt[4]{\left(\frac{l_{0t}}{50}\right)^3 \cdot h}$$

Nach EC 2 Abschnitt 4.3.5.7 [4] sind folgende Kriterien zu erfüllen:

$$- \quad \begin{array}{l} l_{0t} < 50 \cdot b \text{ *) und} \\ h < 2,5 \cdot b \end{array}$$

Hierin sind:

b Breite des Druckgurts

h Gesamthöhe des Trägers

l_{0t} Länge des Druckgurts zwischen den seitlichen Abstützungen

*) in Deutschland: $l_{0t} < 35 \cdot b$

Die üblichen Wandscheiben erfüllen bei der praktischen Anwendung i. d. R. weder die Kriterien nach DIN 1045-1 noch nach EC 2 und dürften demzufolge mit den in der Praxis üblichen Abmessungen nicht ausgeführt werden. Die oben genannten Nachweise gelten allerdings nur für stabförmige Bauteile [5]. Somit stehen für stabilitätsgefährdete, punktgestützte Wandscheiben derzeit weder ein geeignetes Bemessungsverfahren noch eine zuverlässige, konstruktionsbestimmte Abgrenzung zur Verfügung.

4 FEM – MODELL UND NACHRECHNUNG VON VORHANDENEN VERSUCHEN

Um das Tragverhalten von punktgestützten Wandscheiben unter dem Aspekt der Stabilität zu untersuchen, wurde eine Traglastermittlung mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (FEM) unter Zugrundelegung von nichtlinearem Materialverhalten und der Berücksichtigung von Effekten aus Theorie II. Ordnung vorgenommen.

4.1 Grundlagen geometrisch und physikalisch nichtlinearer Berechnungen gemäß DIN 1045-1

Gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 8.5, Absatz (6) gilt die Tragfähigkeit als erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks

- die kritische Stahldehnung oder
- die kritische Betondehnung oder
- am Gesamtsystem oder Teilen davon der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist.

Die Grenzdehnungen werden beim Betonstahl auf 25 ‰ und beim Beton in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse entsprechend Tabelle 9 der DIN 1045-1 begrenzt.

Die rechnerische Arbeitslinie für Beton ist in der DIN 1045-1 im Abschnitt 9.1.5 geregelt. Für Betonstahl sind die Eigenschaften sowie die Arbeitslinie entsprechend Abschnitt 9.2 und Bild 27 der DIN 1045-1 anzusetzen.

4.2 Wahl geeigneter Elemente

Für die Ermittlung der Traglasten wurden QUAD Elemente (Schalenelemente) der SOFiSTiK Elementbibliothek verwendet (siehe Bild 3). Es handelt sich hierbei um vierknotige, ebene Elemente. Diese Elemente bieten einige Vorteile bei der vorliegenden Problemstellung, wie z. B.:

- Erfassung von Diskontinuitätsbereichen am Gesamtmodell,
- nahezu beliebige Querschnittausbildung und -verlauf,
- Zuweisung verschiedener Materialien innerhalb des Querschnittes,
- Einfügen von Aussparungen möglich.

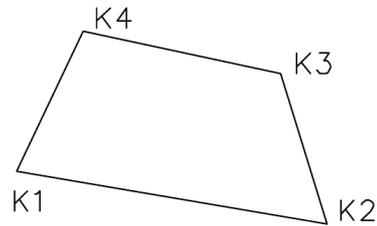


Bild 2: Vierknotiges, ebenes QUAD Element der SOFiSTiK Elementbibliothek

Der Beanspruchungszustand einer punktgestützten Wandscheibe lässt sich durch eine Kombination aus Platten- und Scheibentragwirkung ausreichend beschreiben. Dieser Anforderung werden die verwendeten QUAD Elemente gerecht (siehe Bild 3).

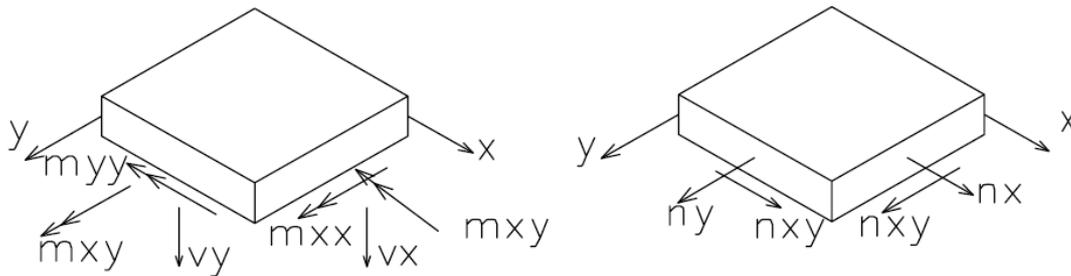


Bild 3: Schnittgrößen (Plattentragwirkung, links) und (Scheibentragwirkung, rechts) am QUAD Element

Zur realitätsnahen Ermittlung der Verformungen kann mit Hilfe dieser Elemente neben einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung am verformten Bauteil auch der Effekt aus der Zugversteifung (Tension Stiffening) berücksichtigt werden.

4.3 Nachrechnung der Versuche von Leonhardt / Walther und Pauli

Bei numerischen Untersuchungen sollte idealerweise eine Eignungsuntersuchung und Kalibrierung des Modells anhand von Versuchsergebnissen erfolgen. Da Versuchsergebnisse für die vorliegende Fragestellung nicht zur Verfügung stehen, wurde auf ähnliche in der Literatur ausreichend dokumentierte Versuche Bezug genommen. So konnte mit den Versuchen von Leonhardt und Walther [7] das Scheibentragverhalten der verwendeten Schalenelemente überprüft werden. Bei der Nachrechnung wurden die gemessene Last-Verformungsbeziehung, die Riss- und Traglast, die erreichten Stahlspannungen sowie der Versagensmodus überprüft.

Die in Bild 4 dargestellte Last-Verformungsbeziehung zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung. Die Abweichungen liegen in diesem Fall unterhalb von 10 %. Das Versagen wurde bei der Nachrechnung, wie auch im Versuch, durch das Versagen des Stahlzuggurtes am unteren Scheibenrand eingeleitet.

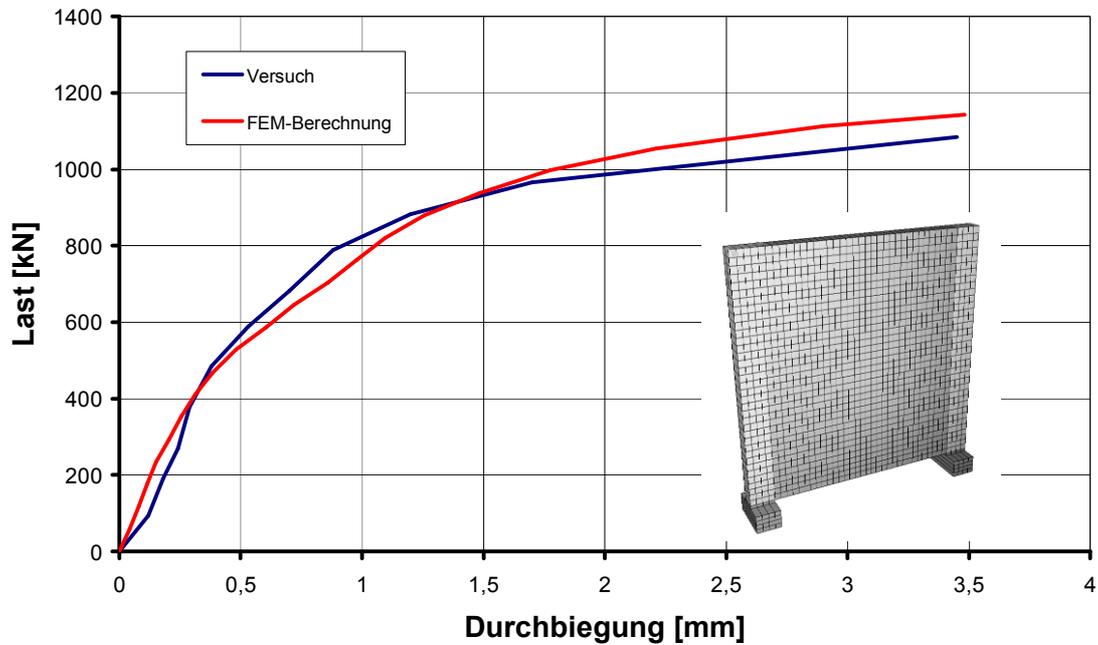


Bild 4: Last-Verformungsbeziehung; Versuch WT2 nach [7] und eigene Nachrechnung (FEM-Berechnung)

Die Stahldehnungen bei einer Prüflast von 600 kN (dies entspricht ca. 50 % der Traglast) ließen sich nicht genau reproduzieren (siehe Bild 5). Der Grund dafür ist möglicherweise, dass bei diesem Lastniveau der Messpunkt aufgrund der fortschreitenden Rissbildung noch zwischen zwei Rissen lag, und somit an der Messstelle eine geringere Dehnung gegenüber dem numerisch errechneten Mittelwert (mit verschmierter Rissbildung und mittlerer Stahldehnung) vorliegt. Für die höheren Laststufen von 800 kN und 900 kN konnte dann eine sehr gute Übereinstimmung erzielt werden.

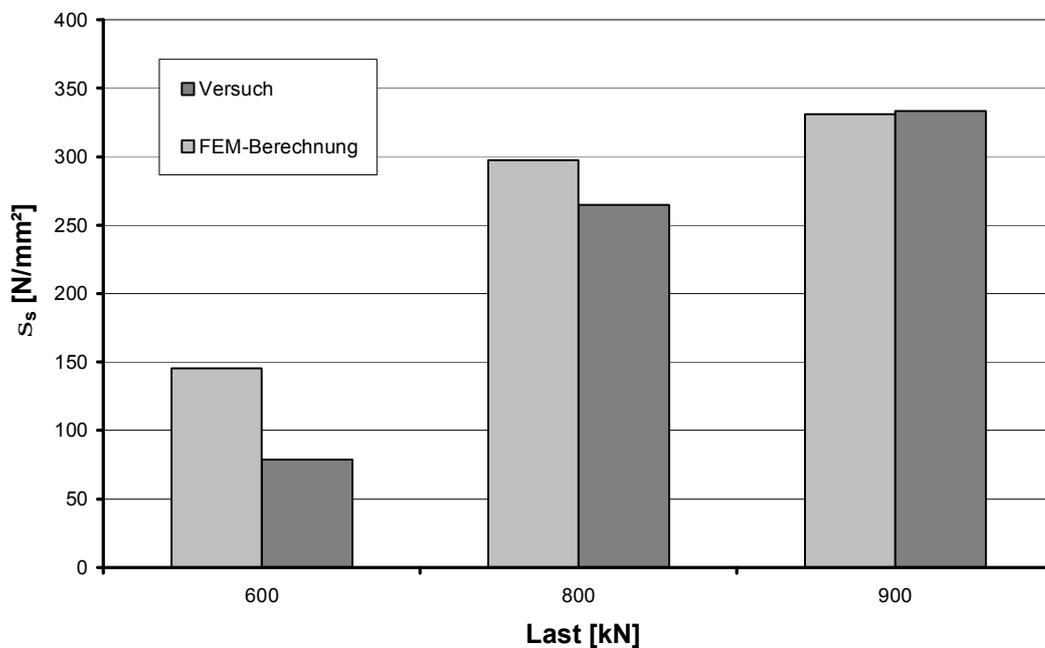


Bild 5: Vergleich Stahlspannungen in Feldmitte; Versuch WT2 nach [7] und FE-Berechnung

Weiterhin wurde die Eignung der verwendeten QUAD Elemente in Verbindung mit der Erfassung von Effekten aus Theorie II. Ordnung überprüft. Hierfür konnten die Versuchsergebnisse von Pauli [9] aufgrund der verwandten Fragestellung und dem großen Einfluss verformungsabhängiger Effek-

te für eine Nachrechnung hinzugezogen werden. Hiermit war es möglich, das seitliche Ausweichen des Druckgurtes eines schlanken Stahlbetonbinders zu untersuchen und den Einsatz der verwendeten Schalenelemente in Verbindung mit einem Stabilitätsfall kritisch zu werten. Die Nachrechnung zeigt in Bild 6 eine ausgezeichnete Übereinstimmung. Weitere Nachrechnungen von Spannbetonbindern nach [9] haben übereinstimmende Ergebnisse erbracht, die hier kürzend jedoch nicht dargestellt sind.

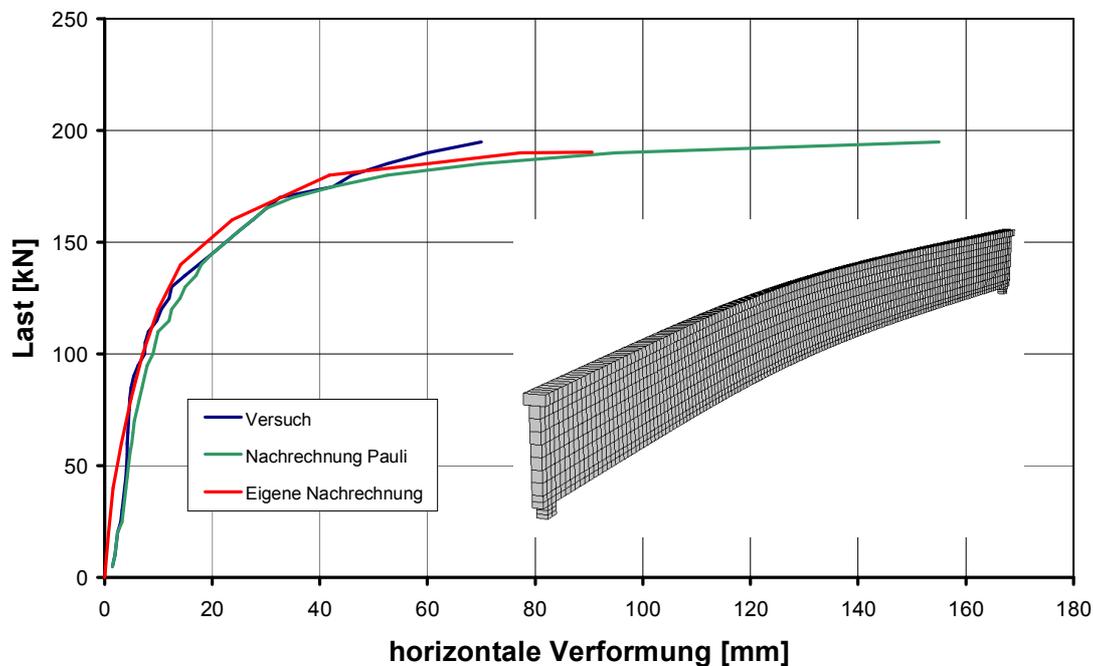


Bild 6: Vergleich zwischen Nachrechnung Pauli, Versuch Nr. 2 nach [9] und eigener Nachrechnung (FEM)

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass durch die Nachrechnung der o. g. Versuche die Eignung der QUAD Elemente mitsamt der verwendeten Materialmodelle für das vorliegende Problem gegeben ist.

4.4 Problemlösung bei der Modellierung von FEM Strukturen

Im Rahmen der Nachrechnung der o. g. Versuche traten auch numerische Probleme auf, auf die und deren möglicher Lösung im Folgenden auszugsweise eingegangen werden soll.

4.4.1 Beispiel Bewehrung

Infolge der im Verhältnis zu den übrigen Elementen sehr hohen Steifigkeit der Elemente des unteren Scheibenrandes und durch die in diesem Randbereich konzentriert verlegte Bewehrung entstand eine Steifigkeitsdifferenz zu den Nachbarelementen. Insbesondere nach dem Übergang in den Zustand II führte die große Dehnungsdifferenz im Bereich der unteren Ecken zu Konvergenzschwierigkeiten, die durch eine gestufte Steifigkeitsverteilung, wie schematisch in Bild 7 dargestellt, behoben werden konnten. Solche Schwierigkeiten traten vorzugsweise bei kurzen wandartigen Trägern unter dem Einfluss von Schubverformungen auf.

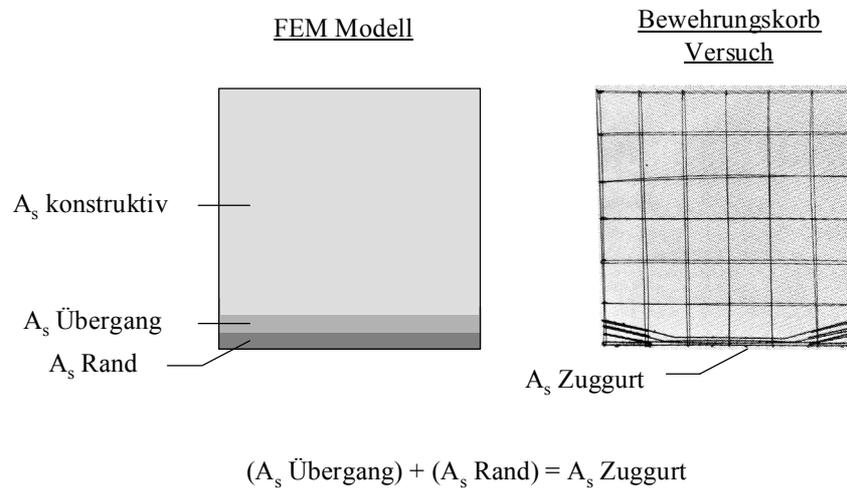


Bild 7: Modellierung der Bewehrung einer Scheibe nach [7]

4.4.2 Beispiel Auflager

Bei der Modellierung von Randbedingungen ist den Auflagerpunkten besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Einzelne FIX Definitionen an singulären Knoten führen bei Anwendung nichtlinearer Materialmodelle häufig bereits vor dem eigentlichen Globalversagen der Konstruktion zum Berechnungsabbruch. Dem kann i. A. durch eine Federbettung begegnet werden. Besser ist es, wie in den vorliegenden Fällen, die Auflager möglichst vollständig abzubilden. Dazu wurde eine an das Bauteil angrenzende Mörtelschicht sowie die Stahlplatte als Lagerkonstruktion nachgebildet (siehe Bild 8). Diesen Materialien wurden linear-elastische Eigenschaften zugewiesen. Die Lagerung dieser Lagerkonstruktion kann dann „hart“, mit Hilfe einzelner FIX Knoten erfolgen.

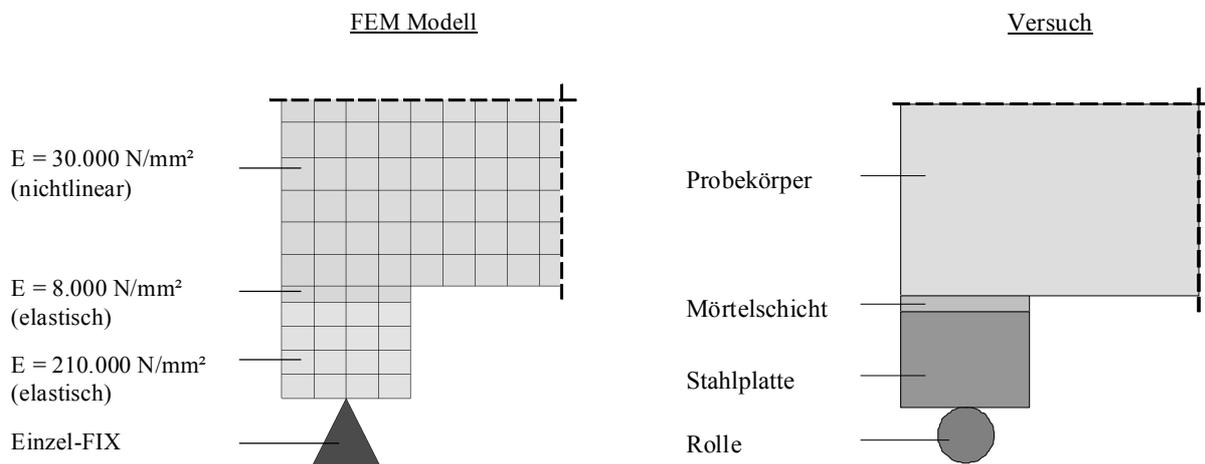


Bild 8: Modellierung der Auflagerbereiche (links) und Versuchsaufbau (rechts)

4.4.3 Beispiel Materialkennwerte

Grundlage für die Nachrechnung der Wandartiger Träger nach [7] und der Binder nach [9] waren die angegebenen Materialkennwerte der Eignungsprüfungen. Allerdings wurde hierbei eine deutliche Abhängigkeit von der verwendeten Prüfmethode bzw. der Prüfkörpergeometrie festgestellt. So zeigte vor allem die FEM-Nachrechnung des Wandartigen Trägers nach [7], dass die Risslast bei

Annahme der Biegezugfestigkeit aus der Eignungsprüfung deutlich zu hoch angesetzt wurde. Hier musste die anzusetzende Zugfestigkeit des Betons entsprechend angepasst, d.h. auf die wahrscheinlich im Bauteil vorhandenen Werte reduziert werden. Ein weiteres Problem ergab sich bei Nachrechnung des wandartigen Trägers durch das zu frühe Versagen der Auflagerbereiche bei Annahme einer maximal aufnehmbaren Spannung entsprechend der Zylinderdruckfestigkeit aus der Eignungsprüfung. Im entsprechenden Versuch wurden an den Auflagern Spannungen gemessen, welche gegenüber der Eignungsprüfung deutlich höher ausfielen. So ist auch hier eine Anpassung im Auflagerbereich bei der Nachrechnung vorgenommen worden.

5 PARAMETERUNTERSUCHUNGEN ZUR STABILITÄTSPROBLEMATIK MIT HILFE VON FEM-BERECHNUNGEN

5.1 Berechnungsgrundlagen und -annahmen

Bei den durchgeführten Berechnungen für punktgestützte Wandscheiben wurden die folgenden Annahmen getroffen:

- Variation der Wandbreite mit $B = 14 / 16 / 18 / 20$ cm, entsprechend DIN 4102 Tabelle 45 [3] zulässige Schlankheit von 25 bei $B_{\min} = 14$ cm und $H_{\max} = 3,5$ m,
- Variation der Wandhöhe mit $H = 2,5 / 3,0 / 3,5$ m,
- Variation der Wandlänge mit $L = 6,0 / 7,0 / 8,0 / 9,0 / 10,0$ m,
- konstantes Verhältnis der Vertikallast (z-Richtung) zur horizontalen Abtriebslast (y-Richtung),
- keine Windeinwirkung,
- Vorkrümmung entsprechend DIN 1045-1 Abschnitt 8.6.8 (6) mit $e_a = l_{\text{eff}}/300$,
- Betonfestigkeitsklasse C 35/45 und Betonstahl BSt 500 S (B),
- Ansatz der Zugversteifung (Tension Stiffening) entsprechend Heft 525, Bild H8-3 [1].

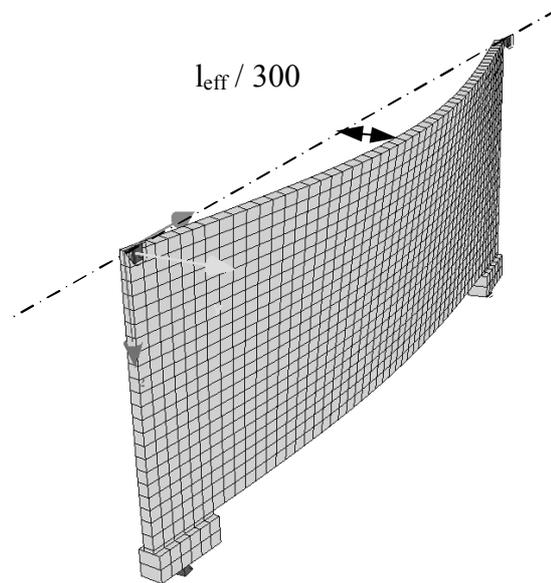


Bild 9: Vorverformtes System (Länge 10,0 m) in überhöhter Darstellung

Die Vorverformungen (siehe Bild 9) wurden mit DYNA mittels einer Eigenwertanalyse ermittelt, die entsprechende Eigenform auf den erforderlichen Wert skaliert und anschließend spannungslos für die Traglastberechnung in ASE übernommen.

Die anzusetzende Schiefstellung infolge vertikaler Imperfektionen ergibt sich gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 7.2 zu:

$$- \alpha_{a1} = \frac{1}{100 \sqrt{h_{\text{ges}}}} \leq 1/200$$

Die Schiefstellung wurde ersatzweise über Horizontalkräfte (Abtriebslast) in Abhängigkeit der Vertikallast berücksichtigt. Da der Wert α_{a1} auf 1/200 begrenzt wird, ergeben sich bei Wandhöhen kleiner als 4,0 m stets anzusetzende Abtriebskräfte von maximal $q/200$. Die Abtriebslasten wurden in den nachfolgenden Traglastberechnungen jeweils in Abhängigkeit von der Auflast gesteigert. Als effektive Länge wurde bei der Bestimmung der Vorkrümmung die jeweilige Gesamtlänge der Wand angesetzt (siehe Bild 9).

Die mittleren Baustofffestigkeiten ermitteln sich gemäß DIN 1045-1 Abschnitt 8.5.1 wie folgt.

Beton:

- $f_{\text{cR}} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{\text{ck}} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot 35 = 25,3 \text{ N/mm}^2$
- $f_{\text{ctR}} = 0,85 \cdot f_{\text{ct},0,05} = 0,85 \cdot 2,2 = 1,87 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl:

- $f_{\text{yR}} = 1,1 \cdot f_{\text{yk}} = 1,1 \cdot 500 = 550 \text{ N/mm}^2$
- $f_{\text{tR}} = 1,08 \cdot f_{\text{yR}} = 1,08 \cdot 550 = 594 \text{ N/mm}^2$

Materialsicherheit:

- Sicherheitsbeiwert für Beton und Betonstahl mit $\gamma_R = 1,3$

Bei der Beurteilung des Tragverhaltens von stabilitätsgefährdeten Bauteilen sollte die Betonzugfestigkeit berücksichtigt werden, da durch ungerissene Bauteilbereiche und die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (Tension Stiffening) realitätsnähere Bauteilverformungen erhalten werden. In diesen Untersuchungen wurde, entsprechend dem Sicherheitskonzept der DIN 1045-1, die Bemessungszugfestigkeit des 5%-Quantils an das Bemessungsniveau nach Abschnitt 8.5.1 angepasst und in der Berechnung angesetzt.

Eine nichtlineare Berechnung erfordert weiterhin die Vorgabe einer Betonstahlbewehrung, so dass vorab eine Ermittlung der Biegebewehrung infolge Vertikallasten auf Querschnittsebene für das maximale Feldmoment erfolgte. Als Belastungen wurden dabei vereinfachend Bemessungslinienlasten von $q_{Ed} = 37,5 / 75,0 / 150,0$ kN/m angesetzt. Unter zusätzlicher Berücksichtigung des Wandeigengewichtes wurden die Querschnittsflächen der Biegezugbewehrung in Abhängigkeit der Wandlängen ermittelt.

Die erforderliche vertikale Bügelbewehrung wurde stets geringer als die Mindestbewehrung ermittelt. Im Folgenden wurde daher eine Netzbewehrung von kreuzweise $1,5$ cm²/m auf jeder Seite entsprechend DIN 1045-1 Abschnitt 13.6 einheitlich für alle Systeme gewählt.

Insgesamt wurden bei der Parameteruntersuchung über 80 Wandsysteme berechnet, ausgewertet und gegenübergestellt.

5.2 Darstellung ausgewählter Berechnungsergebnisse

In einem ersten Schritt wurden zunächst die Systemtraglasten ohne Berücksichtigung von Abtriebslasten und Vorverformungen bestimmt. Diese Traglasten, die hier kürzend nicht dargestellt werden, lagen deutlich über der angesetzten Bemessungslast von 150 kN/m des vorangegangenen Abschnittes. Die erreichte Tragfähigkeit konnte unabhängig auf Querschnittebene überprüft und bestätigt werden.

Im zweiten Schritt wurden eine Vorverformung und eine Abtriebslast entsprechend den Angaben im vorangegangenen Abschnitt aufgebracht und zunächst eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung (Th. I. O.) durchgeführt. Eine Verlagerung der Druckzone aus der Ebene war damit zwar vorgegeben, der Einfluss auf die Systemtraglast war jedoch gering (siehe Kurve I Bild 10). Die Gesamtverformungen der Wand mit seitlicher Ausbiegung waren gegenüber der nicht ausgelenkten Wand rechnerisch etwas geringer

In einem dritten Schritt wurden Berechnungen nach Theorie II. Ordnung (Th. II. O.) und unter Berücksichtigung von Vorkrümmungen und Abtriebslasten durchgeführt (siehe Kurven II und III in

Bild 10). Wird die nach Th. I. O. ermittelte Traglastkurve (Kurve I) mit den Berechnungen nach Th. II. O. (Kurven II und III) bezüglich der seitlichen Auslenkung des oberen Randes in Feldmitte verglichen, so sind zunächst große Traglastunterschiede festzustellen. Die verminderte Tragfähigkeit resultiert bei den Berechnungen nach Th. II. O. stets aus den seitlichen Zusatzverformungen und der damit verbundenen zusätzlichen Biegebeanspruchung der Druckzone infolge Normalkraftausmitte. Dies führte bei bestimmten Systemen sogar dazu, dass die vorgesehene Bemessungsbiegetragfähigkeit nicht erreicht wurde, da die Druckzone vorzeitig seitlich ausweichte (Bild 10).

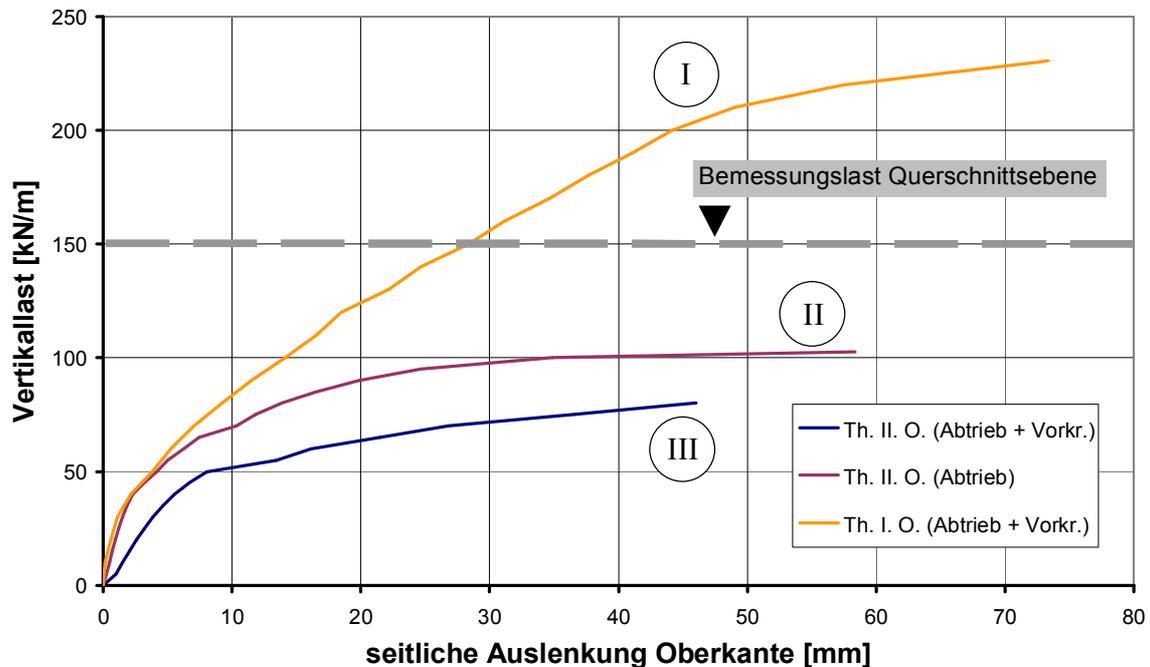


Bild 10: Last-Auslenkungs-Kurve einer 10,0 m langen Wand (Breite 14 cm, Höhe 3,5 m)

5.3 Beurteilung der Ergebnisse

Wie bereits bei Bindern festgestellt, konnte eine starke Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Spannweite beobachtet werden (siehe Bild 11). Die Versagenslasten sind jedoch auch als Funktion der Wandstärke, der Biegeschlankheit, der Anfangsauslenkung sowie der Höhe der Abtriebslast und des Bewehrungsgrades zu verstehen.

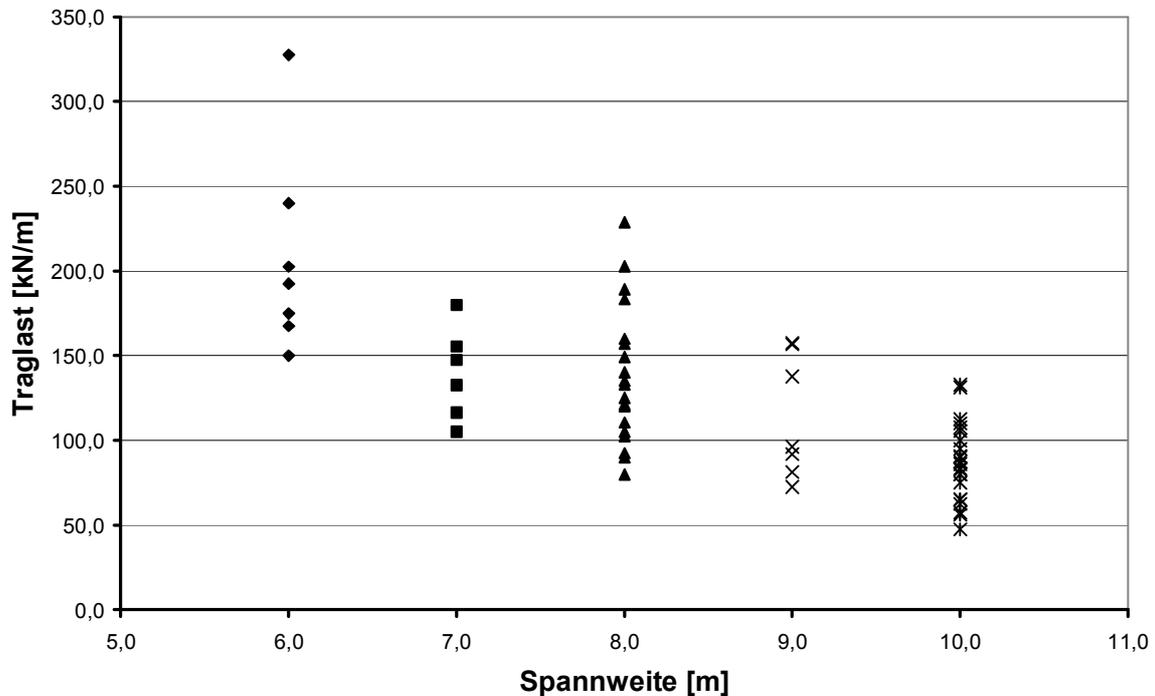


Bild 11: Traglasten von 81 durchgeführten Berechnungen in Abhängigkeit der Spannweite

Bei dem aufgeführten Beispiel wurde die Wandhöhe mit 3,5 m vorgegeben. Bei geringeren Wandhöhen und gleicher Spannweite muss von einer weiteren Verminderung der Tragfähigkeit ausgegangen werden, da resultierend aus dem geringeren, inneren Hebelarm die Ausbiegung infolge Theorie II. Ordnung im oberen Wandbereich durch die erhöhte Normalkraft bei gleichem Lastniveau vergrößert wird. Dies wurde durch weitere Berechnungen bestätigt, die einen erheblichen Einfluss der Biegeschlankheit auf die Tragfähigkeit zeigten.

5.4 Konstruktive Maßnahmen und Einflussgrößen

Neben der Spannweite und der Wandhöhe beeinflussen die folgenden Parameter ebenfalls das Stabilitätsverhalten punktgestützter Wandscheiben.

5.4.1 Wandbreite

Die Wandbreite beeinflusst, neben der Biegeschlankheit, entscheidend das Tragverhalten (siehe Bild 12). Mit einer Verbreiterung des Querschnittes lässt sich die Biegesteifigkeit in Querrichtung und somit die Traglast signifikant erhöhen. Zu ähnlichen Ergebnissen kommen prinzipiell auch die vorgenannten Autoren bei der Betrachtung von kippgefährdeten Stabtragwerken (Binder).

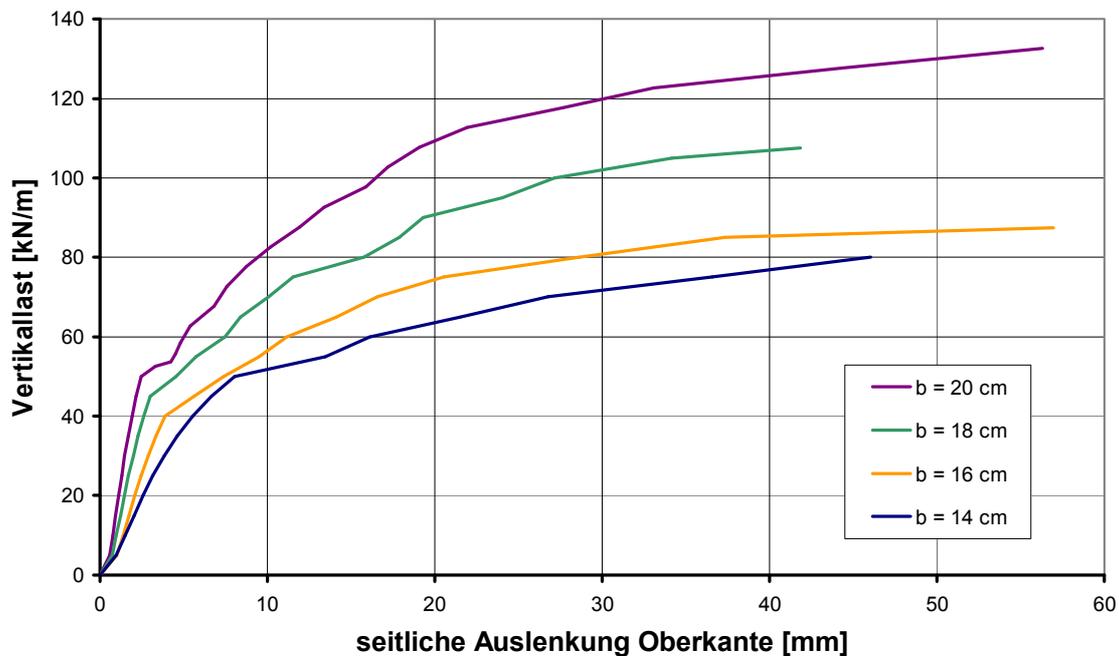


Bild 12: Variation der Wandbreite (Länge 10,0 m / Höhe 3,5 m)

5.4.2 Längsbewehrungsgrad des Zuggurtes

Eine Variation des Längsbewehrungsgrades des Zuggurtes am unteren Scheibenrand führt, wie in Bild 13 dargestellt, zu einer Veränderung der Systemtraglast. So führt z. B. eine Verringerung des Längsbewehrungsgrades zu einer verminderten Tragfähigkeit, auch wenn die relative Tragfähigkeit dabei steigt. Damit wird deutlich, dass eine Extrapolation der Ergebnisse nicht ohne weiteres möglich ist. Der Einfluss der Längsbewehrung des Zuggurtes ist in jedem Fall in die Stabilitätsbetrachtungen einzubeziehen.

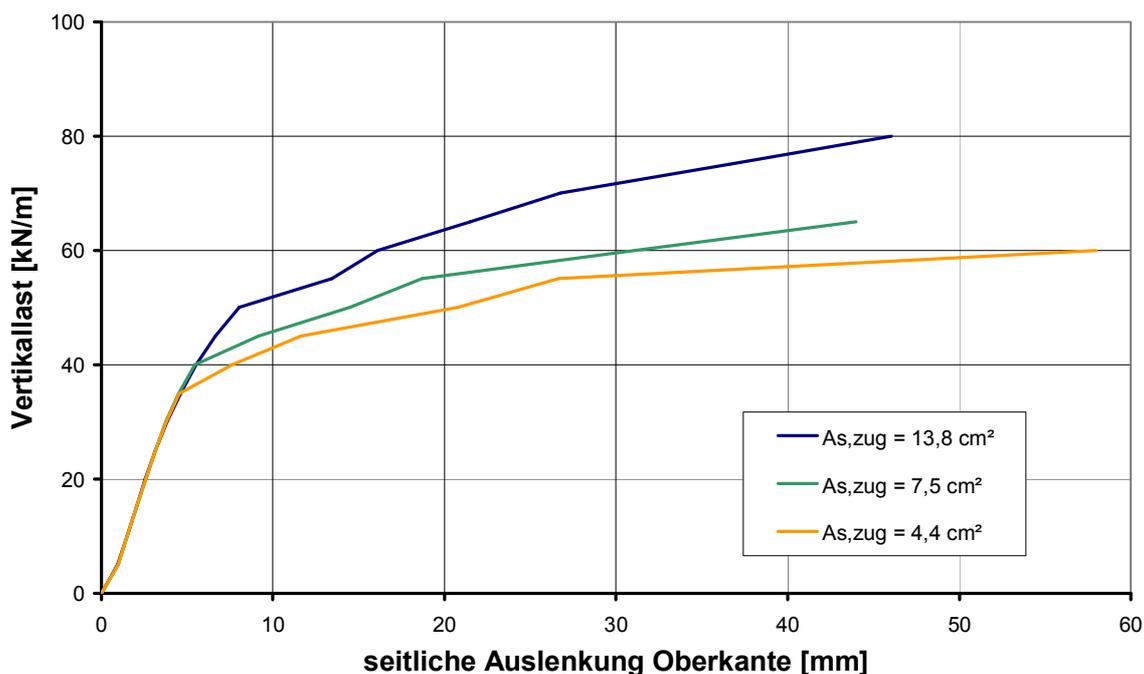


Bild 13: Variation des Längsbewehrung des Zuggurtes (Breite 14 cm / Länge 10,0 m / Höhe 3,5m)

5.4.3 Weitere Einflussparameter

Eine Erhöhung der Bewehrung in der Druckzone bzw. die Verwendung einer höherfesten Betongüte führt bei den vorliegenden Systemen kaum zu einer Anhebung des Traglastniveaus. Die Ursache dafür ist im Verhalten der Druckzone zu finden, wonach der obere Wandbereich bis zum endgültigen seitlichen Ausweichen nahezu vollständig überdrückt bleibt. Die Steigerung der Querbiegesteifigkeit mit Hilfe einer zusätzlichen Druckzonenbewehrung oder einer höheren Betongüte ist deshalb nicht zielführend.

5.4.4 Zusammenfassung

In Tabelle 1 sind die Faktoren zusammengefasst, die das Stabilitätsverhalten punktgestützter Wände beeinflussen. Als maßgebliche Größen müssen die geometrischen Verhältnisse (Breite / Höhe / Länge) angesehen werden. Die Betongüte, wie auch die mit Bewehrung verstärkte Druckzone, haben einen geringen Einfluss auf die Tragfähigkeit. Weiterhin kann eine Verstärkung des Zuggurtes durchaus zur Traglaststeigerung beitragen. Schließlich ist die Abtriebslast infolge Schiefstellung zwar von Bedeutung, jedoch ist der Einfluss der Vorkrümmung auf die Traglast deutlich größer.

Tabelle 1: Einflussgrößen bei Stabilitätsuntersuchungen punktgestützter Wandscheiben

Parameter	Einfluss		
	<u>groß</u>	<u>mittel</u>	<u>klein</u>
Schlankheit (L / H)	x		
Schlankheit (H / B)	x		
Betongüte			x
Bewehrung in der Druckzone			x
Bewehrung in der Zugzone		x	
Anfangsauslenkung / Vorkrümmung	x		
Abtriebslast / Schiefstellung		x	

6 EMPFEHLUNG FÜR DIE PRAXIS

Für eine sichere Anwendung punktgestützter Wandscheiben in der Praxis wurde ein neues vereinfachtes Abgrenzungskriterium erarbeitet. Wie Bild 14 zeigt, kann mit den Abgrenzungskriterien der DIN 1045-1 und des EC 2 die Stabilitätsgefährdung punktgestützter Wandscheiben nicht zielsicher beschrieben werden, da bei Anwendung dieser Kriterien punktgestützte Wandscheiben mit den in der Praxis üblichen Abmessungen nicht ausgeführt werden dürften. Basierend auf den in Abschnitt 5 durchgeführten FEM-Berechnungen, unter Zugrundelegung der im Abschnitt 5.1 genannten Parameter, wird folgender Vorschlag für eine sichere Abgrenzung stabilitätsgefährdeter Wandscheiben unterbreitet:

- $L/B \leq 45$

Mit diesem Kriterium kann vereinfachend geprüft werden, ob eine Stabilitätsgefährdung vorliegt und die Geometrie ggf. angepasst werden.

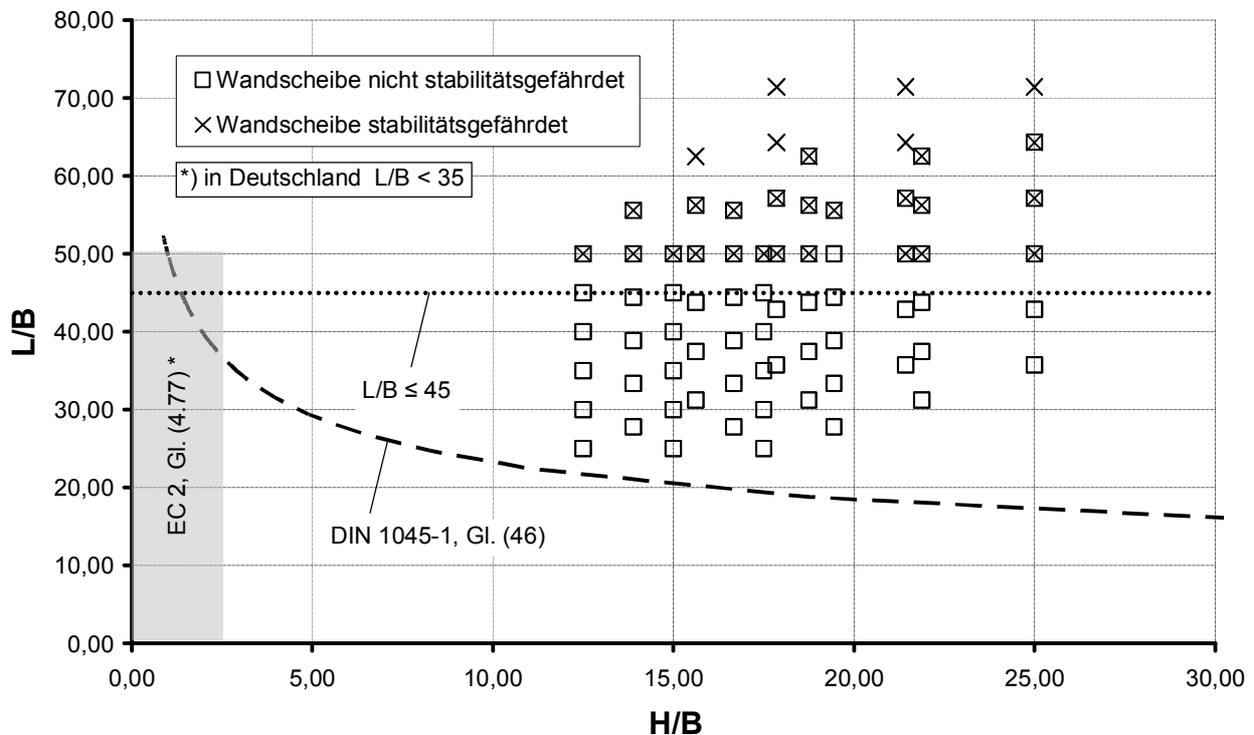


Bild 14: Parameteruntersuchung punktgestützte Wandscheiben und Gegenüberstellung der Nachweise

7 FAZIT

Es wurde gezeigt, dass unter bestimmten Bedingungen (Lagerungsart, Querschnittgeometrie, Schlankheit, Belastung) punktgestützte Wandscheiben stabilitätsgefährdet sind. Zur Zeit existiert noch kein entsprechendes, den Regelwerken angegliedertes Nachweisverfahren zum Stabilitätsnachweis von punktförmig gestützten Wänden.

Nach DIN 1045-1, Abschnitt 5.1 soll zur Sicherstellung einer ausreichenden Zuverlässigkeit das Tragwerk entsprechend den angegebenen konstruktiven Regeln der Abschnitte 12 und 13 ausgebildet werden. Weder diese Abschnitte noch die Abgrenzungskriterien nach Gl. (46) bzw. EC 2, Gl. (4.77) schließen den vorliegenden Fall von stabilitätsgefährdeten, punktgestützten Wandscheiben ein.

Es wurde gezeigt, dass ein Nachweis auf Basis der Finiten Elemente Methode mit QUAD Elementen (Schalenelementen) unter Berücksichtigung von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Effekten möglich ist. Es wurde, basierend auf dem Sicherheitskonzept der DIN 1045-1 und der durchgeführten Parameteruntersuchung, ein geometrisches Abgrenzungskriterium für den Ausschluss einer Stabilitätsgefährdung vorgeschlagen.

Für die sichere Anwendung in der Praxis wäre es sinnvoll, die durchgeführten numerischen Berechnungen und das vorgeschlagene Abgrenzungskriterium durch Bauteilversuche zu bestätigen.

8 LITERATUR

- [1] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)*: Erläuterungen zu DIN 1045-1, Heft 525, Beuth, Berlin, 2002.
- [2] *Deutsches Institut für Normung e.V.*: DIN 1045, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1, Beuth, Berlin, 2001.
- [3] *Deutsches Institut für Normung e.V.*: DIN 4102, Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, Teil 4, Beuth, Berlin, 1994.
- [4] *Eurocode 2*: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Beuth, Berlin, 1991.
- [5] *König, G.; Pauli, W.*: Nachweis der Kippstabilität von schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton, *Beton- und Stahlbetonbau* 87 (1992), Heft 5/6, Ernst & Sohn, Berlin, S. 109-112/149-151.
- [6] *König, G.; Pauli, W.*: Ergebnisse von sechs Kippversuchen an schlanken Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton, *Beton- und Stahlbetonbau* 85 (1990), Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin, S. 253-258.
- [7] *Leonhard, F.; Walther, R.*: Wandartige Träger, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb)*, Heft 178, Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [8] *Mann, W.*: Kippnachweis und Kippaussteifung von schlanken Stahlbeton- und Spannbetonträgern, *Beton- und Stahlbetonbau* (1976), Heft 2, Ernst & Sohn, Berlin, S. 37-42
- [9] *Pauli, W.*: Versuche zur Kippstabilität an praxisgerechten Fertigteilträgern aus Stahlbeton und Spannbeton, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1990.
- [10] *Quast, U.*: Zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone, *Beton- und Stahlbetonbau* (1981), Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin, S. 247-250.
- [11] *Rafla, K.*: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger; TU Braunschweig, Dissertation, 1968.
- [12] *Stiglat, K.*: Zur Näherungsberechnung der Kippplasten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern über Vergleichsschlankheit, *Beton- und Stahlbetonbau* 86 (1991), Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin, S. 237-240.
- [13] *Timoshenko, S.; Gere, J.*: *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill Book Company, Tokyo, 1961.

- [14] *Zerna, W.; Mungan, I.; Steffen, W.:* Bestimmung der Beulsicherheit von Schalen aus Stahlbeton unter Berücksichtigung der physikalisch- nichtlinearen Materialeigenschaften, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 315, Ernst & Sohn, Berlin - München, 1980.