Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DIPLOMARBEIT
MASTER'S THESIS

Statische Grenzen der Decke für Installationen

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen
Grades eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von
o.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing Johann Kollegger, M.Eng.
und
Univ. Assistent Dipl.-Ing. Andreas Kainz

Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau / E212

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Walter Kirchmayr
Matr. Nr. 8726485
Glögglweg 18
A - 4020 Linz

Wien, im November 2008 ……

Zusammenfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde ein neues Deckensystem, bestehend aus einer dünnen Deckenplatte und einer an der Oberseite liegenden, fachwerkartigen Trägerstruktur auf seine Tragfähigkeit untersucht.
Diese Decke für Installationen ermöglicht auf Grund der aufgelösten Tragelemente eine Verlegung von Leitungen im inneren der Konstruktion. Durch die abnehmbaren Fußbodenelemente sind diese von oben zugänglich und können somit jederzeit ausgetauscht oder erweitert werden.
Es handelt sich dabei um ein Teilfertigteilsystem, bestehend aus Regel- und Ausgleichselementen. Sowohl die Regel- als auch die Ausgleichselemente werden fast zur Gänze werkseitig vorgefertigt und nur die Stützenbereiche und der Aufbeton müssen auf der Baustelle hergestellt werden. Damit ist eine zeitsparende und gleichzeitig auch eine wirtschaftlichere Bauweise möglich.
Zu Beginn der Arbeit wurden die Querschnittsgeometrien unter Maximierung der Öffnungen und Einhaltung der Bestimmungen nach dem Eurocode festgelegt.
Die Abtragung der Biegemomente erfolgt dabei über die Ober- und Untergurte der Trägerrippen und deren Diagonalen werden zur Querkraftabtragung herangezogen.
Anhand von Balken- und Stabwerkmodellen wurde für verschiedene statische Systeme ein Zusammenhang von Spannweite zu Querschnittshöhe hergestellt.
Aus den gesammelten Ergebnissen konnten Grenzkurven der maximalen Spannweiten für die einzelnen Querschnitte ermittelt werden.
Als Endergebnis sind Bemessungsdiagramme entstanden, die es ermöglichen, den erforderlichen Querschnittstyp unter Berücksichtigung der erforderlichen Spannweite und der vorliegenden Lagerung zu ermitteln.

Abstract

In modern office and industrial buildings there is always a high volume of installation lines. So far, these installations were placed in a suspended ceiling or a false floor system. The idea of the slab for installations is to integrate the installation lines into the slab system.
The main elements are a very thin concrete plate on the bottom which is also for the separation of the floors and a truss girder system on the top for the resisting moments and shear forces. Due to these measures the dead load can be reduced to $490 - 700\,kg/m^2$.
The whole construction is separated in prefabricated elements and on site concrete. The prefabricated parts are produced with dimensions, that can easily be transported by trucks and lifted with cranes.
In this Master Thesis the constructional aspects of this new slab system are analysed. For that, a point supported slab is separated into smaller panels. There are three main cases to analyse, the inner, the edge and a single panel. These are handled using individual beams with different support conditions.
In dependence of the reinforcement and the minimal concrete cover, the dimensions of the cross section can be specified.
The main diffenrence to a massive concrete floor is the increased lever arm, that allows to take up larger resisting moments. These moments are absorbed by the top chord and the concrete plate. The vertical forces must be absorbed by the diagonals of the truss girders.
In general the smaller cross sections are limited in the resisting moments and the larger cross sections cannot absorb the increasing shear force any more.
As expected the inner field can reach the largest span due to the dispersed internal forces, followed by the edge field.
The special case of the single field produces, in comparison with the inner panel, small maximum spans. In this case, cantilever arms can help to increase the maximum span nearly to the values of the other cases.
The results of these analyses are plotted in a chart, where different cross sections are associated with executable spans.
Out of this diagram the necessary cross section can be directly picked out in dependence of the support conditions and the span width.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei Herrn o. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger und bei Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Andreas Kainz bedanken, unter deren Anleitung diese Arbeit entstanden ist.

Ein großes Dankeschön gilt meinen Eltern Doris und Hermann, die mir stets zur Seite gestanden sind und mir dieses Studium ermöglicht haben.

Ganz besonders möchte ich mich noch bei meiner Lebensgefährtin Claudia für die Unterstützung während meines Studiums bedanken und zu guter letzt bei unserer gemeinsamen Tochter Sophie, die mir mit ihrem Lächeln den nötigen Antrieb für die letzten Wochen meines Studiums gegeben hat.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **6**
- 1.1 Idee . . . 6
- 1.2 Vorteile . . . 7
- 1.3 Einsatzgebiete . . . 8

2 Geometrie der Installationsdecke **10**
- 2.1 Allgemeines . . . 10
- 2.2 Vorgaben durch den Eurocode . . . 11
- 2.3 Statische und konstruktive Aspekte . . . 12
- 2.4 Übersicht über die Querschnittstypen . . . 13
  - 2.4.1 Querschnitt $h = 50\,cm$ . . . 13
  - 2.4.2 Querschnitt $h = 70\,cm$ . . . 13
  - 2.4.3 Querschnitt $h = 90\,cm$ . . . 14
  - 2.4.4 Querschnitt $h = 110\,cm$ . . . 14
- 2.5 Eigengewicht der Decke . . . 16
- 2.6 Vergleich der Querschnittstypen . . . 17

3 Statik **20**
- 3.1 Belastungen . . . 20
- 3.2 Baustoffe . . . 20
- 3.3 Lastmodelle und Abtragung der Lasten . . . 23
  - 3.3.1 Belastungen . . . 24
  - 3.3.2 Übersicht über die einzelnen Lagerungsfälle . . . 24
- 3.4 Mögliche Berechnungsmodelle . . . 26
  - 3.4.1 Ebenes Balkenmodell . . . 26
  - 3.4.2 Zweidimensionales Stabwerkmodell . . . 29
  - 3.4.3 3D Balkenmodell . . . 29
  - 3.4.4 3D Stabwerkmodell . . . 29
- 3.5 Statische Untersuchung der Lagerungsfälle . . . 29
  - 3.5.1 Innenfeld . . . 30
    - 3.5.1.1 Abminderungsfaktoren für vom quadratischen Raster abweichende Deckenfelder . . . 30
    - 3.5.1.2 Querschnitte . . . 31
    - 3.5.1.3 Schnittgrößenermittlung am Balkenmodell . . . 32
    - 3.5.1.4 Berechnung mittels ebenem Stabwerkmodell . . . 38
    - 3.5.1.5 Kontrolle anhand eines räumlichen Balkenmodells 43
    - 3.5.1.6 Kontrolle durch ein räumliches Stabwerkmodell . 43

3.5.1.7 Vergleich der Momentenverteilung einer Flachdecke mit dem räumlichen Balkenmodell 44
3.5.1.8 Gegenüberstellung der Ergebnisse 49
3.5.1.9 Bemessung 49
3.5.1.10 Darstellung der Ergebnisse 56
3.5.2 Randfeld 58
3.5.2.1 Allgemeines 58
3.5.2.2 Querschnitte 58
3.5.2.3 Schnittgrößen am Balkenmodell 58
3.5.2.4 Berechnung mittels ebenem Stabwerkmodell . . 62
3.5.2.5 Kontrolle anhand eines räumlichen Balkenmodells 62
3.5.2.6 Kontrolle durch ein räumliches Stabwerkmodell . 62
3.5.2.7 Gegenüberstellung der Ergebnisse 62
3.5.2.8 Bemessung 66
3.5.2.9 Nachweis und Darstellung der Ergebnisse 70
3.5.3 Randfeld mit Kragarm 70
3.5.4 Einzelfeld 75
3.5.5 Einzelfeld mit ein- bzw. beidseitigem Kragarm 79

4 Schlussfolgerung **81**
4.1 Bemessungsdiagramm 81
4.2 Anmerkungen 81

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Idee

Gerade der moderne Hochbau mit ständig steigenden und wechselnden Anforderungen an die Gebäudeausrüstung wie Internet, Netzwerk, Heizungs- und Klimaanlagen, fordert flexible Lösungen, die einerseits schnell und andererseits kostengünstig angepasst werden müssen. Daher ist eine Entkopplung der Haustechnik von der tragenden Konstruktion besonders wichtig. In Anbetracht dieser Forderungen an ein modernes Gebäude stellen Lösungen mit der Verlegung der Installationen in den Decken- bzw. Fußbodenbereich eine sehr gute Lösung dar. Dazu ist es bisher üblich, auf eine meist massive und tragende Deckenkonstruktion eine zweite nichttragende Schicht aufzubringen, einen sogenannten Doppelboden. Dieser besteht aus den Distanzelementen sowie der oberen Abdeckung die gleichzeitig den Fußboden darstellt.
Dadurch ist eine ständige Erreichbarkeit der Installationen gegeben und eine Reparatur sowie der Einbau zusätzlich notwendiger Anlagen ist auch während des laufenden Arbeitsbetriebes möglich. Es kommt dabei kaum zu einer Lärm- und Staubbelastung der Gebäudenutzer sowie der technischen Geräte.
Die Höhe dieser Distanzelemente bestimmt die maximale Größe der einzubauenden Installationselemente und erhöht damit die Gesamtstärke der Deckenkonstruktion teilweise beträchtlich.
Die Grundidee hinter dieser neuen Deckenkonstruktion besteht nun in der Verlegung dieser Installationsebene in den tragenden Teil der Decke. Dadurch kann fast die gesamte Deckenstärke als tragendes Element herangezogen werden und es sind deutlich größere Spannweiten ohne zusätzliche Maßnahmen möglich.
Bei der Decke für Installationen bildet eine untenliegende Deckenplatte den Raumabschluss und die Haupttragelemente liegen auf der Oberseite. Dadurch ist es möglich die Installationen direkt mittels Lagerplatten auf die Deckenplatte zu legen. Dabei entfällt nun der, bei einer Massivdecke notwendige aufgeständerte doppelte Boden und es ist nur mehr eine schlanke Unterkonstruktion als Träger für die Bodenelemente notwendig.
Um eine möglichst flexible Nutzung dieses Deckensystems zu erreichen ist es aber notwendig, die Leitungsführung uneingeschränkt in jeder Richtung zu ermöglichen. Dies geschieht durch eine Auflösung der tragenden Balken in eine Fachwerkstruktur. Dabei werden die auftretenden Biegemomente wie bei einem

Fachwerk über die Ober- und Untergurte, sowie die Vertikalkräfte (Querkräfte) über entsprechende Diagonalen abgeleitet.
Eine weitere Forderung an ein modernes Deckensysten liegt darin, die Bauzeit und die Kosten gering zu halten. Dazu ist eine möglichst rationelle Vorfertigung unter Verwendung von Standardelementen in einem Fertigteilwerk notwendig.
All diese Forderungen können mit diesem neuen Deckensystem erfüllt werden und in den weiteren Abschnitten sollen nun die Einsatzbereiche und technischen Möglichkeiten dieser *Decke für Installationen* untersucht werden.

1.2 Vorteile

Um den gestiegenen Ansprüchen an die modernen Bauweisen Rechnung zu tragen, wurde darauf geachtet, ein möglichst kosten-, zeit- und materialsparendes System zu entwickeln. Dazu ist es nowendig möglichst viele gleiche, oder mit wenigen Arbeitsschritten anpassbare Teile zu produzieren. Dies wird hauptsächlich durch eine Vereinheitlichung bei der Fertigung erreicht, in dem nur wenige Grundtypen von Deckenelementen hergestellt werden. Dazwischen wird nur die Gesamthöhe der Elemente variiert, wozu nur geringe Anpassungsarbeiten an den Abschalelementen durchgeführt werden müssen.
Daher liegt einer der zahlreichen Vorteile dieses Teilfertigteilsystems in der rationellen und kostensparenden Herstellung der Regelfertigteile im Werk und einer schnellen Montage des Deckensystems auf der Baustelle. Die Elemente verfügen bereits ab Werk über eine Längsbewehrung, sind daher selbsttragend und problemlos transportier- und per Kran einbaubar. Die untenliegende, bereits vollflächig vorhandene Deckenplatte fungiert dabei als verlorene Schalung und es sind lediglich Unterstellungen notwendig um die Deckenkonstruktion bis zur Herstellung des Verbundes, durch das Einlegen der Querbewehrung und der Aufbringung der Ortbetonschicht, zu sichern.
Lediglich der Bereich um die Stützen muss geschalt werden, wobei die horizontale Schalung bereits durch die Deckenplatte vorhanden ist und nur die vertikale Abschalung hergestellt werden muss. Dazu stehen wiederum standardisierte und vorgefertigte Schalelemente zur Verfügung und die benötigten Bewehrungskörbe werden fertig vormontiert auf die Baustelle angeliefert und eingehoben. Nach dem Aushärten der Aufbetonschicht steht die volle Tragfähigkeit des Systems zur Verfügung und es kann mit dem Innenausbau begonnen werden.
Durch die in die Decke verlegte Installationsebene und dem damit stark vergrößerten statischen Hebelsarm, welcher zur Abtragung der Biegemomente maßgebend ist, werden damit Spannweiten erreicht, die bei einem konventionellen Flachdeckensystem nur mehr mit Vorspannung erzielbar wären.
Ein einfacher Vergleich mit einer konventionellen Flachdecke zeigt ein deutliches Einsparungspotential bei Gewicht, Beton und Bewehrung. Siehe dazu auch Abbildung 1.1
Bei einer Flachdecke mit einer Spannweite von $7.0\,m$ ergibt sich bei einer Grenzschlankheit von $l/d = 30$ und $h = d + c$ eine Deckenstärke von $25\,cm$. Bei einem angenommenen lichten Freiraum für Installationen von $25\,cm$ und weiteren $5\,cm$ für die Bodenelemente ergibt sich damit eine Gesamtdeckenstärke von $55\,cm$.
Dazu vergleichbar ist ein Deckenelement mit einer Systemhöhe von $45\,cm$ und einer Höhe des Bodenaufbaus mit Unterkonstruktion von $10\,cm$. Beide Decken weisen damit eine Gesamtstärke von $55\,cm$ auf. Der innere Hebelsarm kann bei

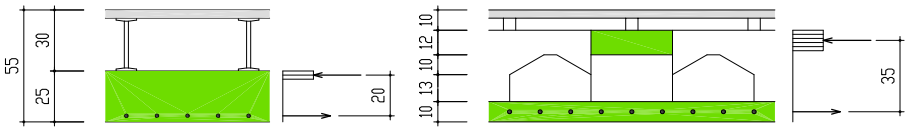


Abbildung 1.1: Systemvergleich einer Flachdecke mit Installationsdecke

einer Flachdecke grob mit $z = 0.9 * d$ angenommen werden. In diesem Fall würde sich $z = 20\,cm$ ergeben, demgegenüber weist die Decke für Installationen aber bei diesem Querschnittstyp einen inneren Hebelsarm von $z = 35\,cm$ auf, was bei gleicher Bewehrung ein um mehr als 40 % gesteigertes aufnehmbares Biegemoment bedeutet, oder umgekehrt eine Ersparnis an Längsbewehrung in gleicher Höhe bewirkt.
Daneben ergibt sich für die oben angeführte Flachdecke inklusive Doppelboden ein Eigengewicht von $690\,kg/m^2$. Demgegenüber steht ein Gesamteigengewicht der Decke für Installationen von $570\,kg/m^2$, was einer Einsparung von ca. 18 % entspricht. Würde man die verbrauchte Betonkubatur auf eine Flachdecke umlegen, ergibt sich eine massive Decke mit einer Stärke von $22\,cm$, was einer Reduktion des Betonvolumens von ca. 14 % entspricht.
Das Rastermaß der Fertigteilelemente wurde in Hinblick auf den Standardraster der Doppelböden von $60\,cm$ und dem Planungsraster der Architekten, welcher in etwa $1.35\,m$ entspricht, sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit $2.40\,m$ festgelegt. Mit der dadurch auch festgelegten maximalen Breite der einzelnen Bauteile, lassen sich die vorgefertigten Deckenelemente problemlos per Lkw vom Werk zur Baustelle transportieren. Die einzig begrenzenden Faktoren sind Länge und Gewicht, wobei durch den Einsatz von modernen Transportgeräten, Längen von 20 Metern und Gewichte von bis zu 30 Tonnen keine nennenswerten Probleme darstellen.
Ein weiterer Vorteil dieser offenen Konstruktion liegt in einer möglichen örtlichen Verstärkbarkeit der Tragstruktur durch Einbau zusätzlicher Rippen oder anderer Tragelemente. Dadurch ist es möglich schon im Zuge der Planungsphase auf lokale Kraftangriffe einzugehen, aber auch bei einer Funktionsumwidmung des Gebäudes auf die geänderten Belastungen zu reagieren. Daneben ist jederzeit eine Kontrolle des Tragsystems, sowohl von der Ober- als auch von der Unterseite möglich.

1.3 Einsatzgebiete

Vorrangiges Haupteinsatzgebiet dieses Deckensystems ist der moderne Büro- und Geschäftsbau mit erhöhtem Installationsaufwand und sich ständig ändernden Anforderungen an dessen Funktion. Dabei sind regelmäßige Stützenraster bis zu $15 * 15\,m$ bei entsprechenden Querschnitten problemlos möglich. Diese großzügigen, stützenfreien Bereiche lassen sich im Trockausbauverfahren an alle Bedürfnisse anpassen und sich somit sehr flexibel gestalten.
Die großzügig bemessenen Öffnungen in den Rippen ermöglichen nicht nur die Verlegung von Strom- und Netzwerkkabeln, sondern es lassen sich auch schon in den kleineren Querschnitten großzügig dimensionierte Abwasserleitungen mit

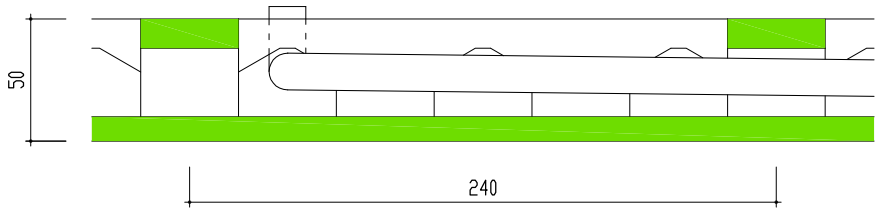


Abbildung 1.2: mögliche Abwasserführung Ø 150 mm

ausreichend Gefälle verlegen. Siehe Abbildung 1.2. Im Falle eines Schadens am Wasser- und Abwassersystem ist die Schadstelle jederzeit erreichbar und es kann ohne lästige Staubbelastung eine Reparatur vorgenommen werden.

Kapitel 2

Geometrie der Installationsdecke

2.1 Allgemeines

Grundsätzlich besteht dieses Deckensystem aus im Fertigteilwerk gefertigten Elementen und vor Ort bewehrten und betonierten Bereichen.
Dabei werden die aufwändigen Rippenelemente, die sogenannten Regelelemente zur Gänze vorgefertigt und nur der mit geringem Schalaufwand herstellbare Stützenbereich und das Aufbringen des Aufbetons muss auf der Baustelle durchgeführt werden.
Diese Regelelemente werden ihrerseits wieder aus Teilfertigteilen hergestellt, wobei zuerst die Querrippen in einem eigenen Arbeitsschritt komplett vorgefertigt werden. Anschließend werden diese fertigen Rippen auf einem Schaltisch gemeinsam mit der Schalung der Längsrippen in deren endgültige Lage gebracht und unter gleichzeitiger Herstellung der $5\,cm$ starken Betonplatte zum fertigen Regelelement vergossen.
Um ein möglichst feingliedriges System mit großzügig bemessenen Öffnungen zu erhalten, werden die geometrischen Abmessungen der Elemente von den statischen Erfordernissen abgeleitet, bzw. die Mindestquerschnitte der Normen herangezogen. Da im Eurocode eine minimale Deckendicke festgelegt ist, lassen sich daraus, unter Einhaltung der Mindestbetondeckung, die maximal zu verwendenden Durchmesser der Längs- und Querbewehrung der Platte ableiten. Dabei muss aber auch auf die herstellungstechnischen Aspekte Rücksicht genommen werden, da nur ein Teil der Platte im Werk gefertigt wird, der restliche Aufbeton aber erst vor Ort auf der Baustelle aufgebracht wird. Aus diesen Abhängigkeiten von Bewehrungsdurchmessern, Betondeckung und minimal erforderlichen statischen, sowie konstruktiven Betonabmessungen, werden die Abmessungen der einzelnen Querschnittstypen in weiterer Folge festgelegt.
Da im Zuge der Berechnungen neben dem Balkenmodell auch ein Stabwerkmodell herangezogen wird, müssen die geometrischen Abmessungen dieses, vorerst nur in zweidimensionaler Form behandelten Stabwerkmodells festgelegt werden. Aus diesem kann dann die Geometrie der fertig betonierten Elemente abgeleitet werden. Im Regelbereich der Fertigteilelemente setzt sich das Stabwerkmodell aus den nur auf Zug oder Druck belasteten Ober-, Untergurten und den ge-

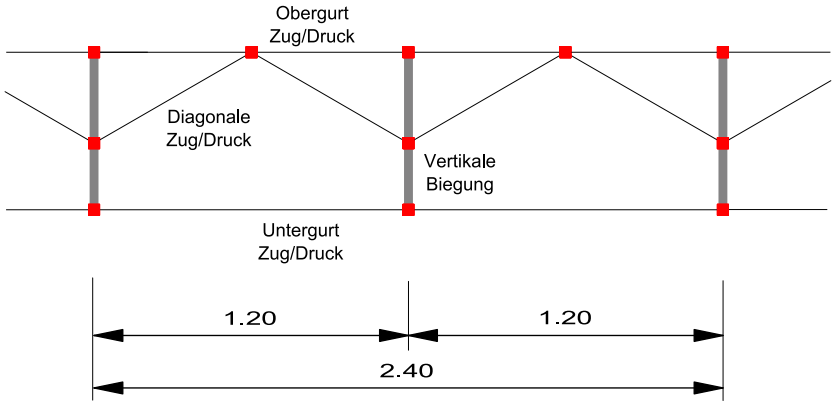


Abbildung 2.1: Stabwerkmodell des Regelbereichs

neigten Diagonalen, sowie den Vertikalen, welche auch auf Biegung beansprucht werden, zusammen. Ein allgemeiner Abschnitt eines Regelelementes ist in Abbildung 2.1 dargestellt.
Aus dem so festgelegten Stabwerkmodell können in weiterer Folge Querschnitte mit variabler Höhe abgeleitet werden. Dabei ist aber zu erkennen, dass sich durch den festgelegten Hauptraster von $2.40\,m$ bei der standardmäßigen Anordnung von zwei Öffnungen pro Rastereinheit, vor allem bei den niedrigen und den besonders hohen Elementen teilweise sehr ungünstige Verhältnisse in Bezug auf die statische Berechnung einstellen. Daher wird von einer starren Einteilung der Öffnungsanzahl über alle Querschnittshöhen abgegangen und deren Anzahl variabel gestaltet. Ein weiterer nützlicher Effekt dieser Querschnittsoptimierung ist die Einsparung von Betonvolumen und die damit verbundene Einsparung von Gewicht.

2.2 Vorgaben durch den Eurocode

Bei der Generierung des Stabwerkmodells und der daraus folgenden Ableitung der Geometrien der Deckenelemente, gibt es einige wichtige Punkte im Eurocode zu beachten, die sich direkt auf die Abmessungen der Elemente auswirken. So darf die Neigung der Druckstreben, in diesem Fall der Diagonalen über den Öffnungen, den Wert von 30° nicht unterschreiten. Da möglichst große Öffnungen erwünscht sind, wird dieser Grenzwert als Ausgangswert für das Stabwerkmodell angenommen.
Weiters ist die Einhaltung der minimalen Betondeckung zu berücksichtigen. Diese beträgt im Fertigteilbau $2\,cm$ und gibt in Verbindung mit den verwendeten Bewehrungsdurchmessern die Betonabmessungen vor. Gemeinsam mit der Druckstrebenneigung kann ausgehend vom statischen Modell und der eingelegten Bewehrung die Größe der Öffnungen ermittelt werden.
Die Mindeststärke der Platte ist lt. Eurocode [1] mit $10\,cm$ angegeben, dadurch

ist auch ein ausreichender Brandschutz gegeben. Da sich die Dicke der durchgehenden Deckenplatte direkt auf das Gesamtgewicht der Decke auswirkt, $1\,cm$ mehr an Dicke bedeutet gleichzeitig 10 % Mehrgewicht der Platte, wird auch hier der Mindestwert für das Deckensystem angestrebt.

2.3 Statische und konstruktive Aspekte

Im nächsten Schritt folgt, unter Berücksichtigung der Vorgaben durch den Eurocode und unter Festlegung der einzulegenden Bewehrung, die Ermittlung der größten möglichen Öffnungen, sowie der restlichen Betonabmessungen. Um die Konstruktion möglichst filigran auszubilden, werden in den kritischen Bereichen, wie der Deckenplatte und im Bereich der Diagonalen kleine Durchmesser verwendet. Dabei kommen in den Diagonalen und den auf Biegung belasteten Vertikalen, Bügel mit $12\,mm$ und als Feldbewehrung Bewehrungsstäbe mit $16\,mm$ zum Einsatz.
Die Deckenplatte wird im Fertigteilwerk mit einer Dicke von $5\,cm$ hergestellt. Dies ist notwendig um die untere Lage der Bewehrung, die gleichzeitig die Längsbewehrung der Elemente darstellt, aufzunehmen. Diese $5\,cm$ errechnen sich aus der minimalen Betondeckung von $c = 2\,cm$ und den die Längsbewehrung umfassenden Bügel mit einem Durchmesser von $12\,mm$, sowie der Längsbewehrung mit $16\,mm$ Durchmesser.

$$d_{min} = c_{min} + d_{p,Bu} + d_{p,La} = 2.0 + 1.2 * 1.2 + 1.2 * 1.6 = 5.4 \simeq 5\,cm \quad (2.1)$$

Da zum Erreichen einer zweiachsigen Tragwirkung der Decke vor dem Aufbringen der restlichen $5\,cm$ Ortbeton, in der Querrichtung ebenfalls eine Lage Bewehrung mit einem Durchmesser von $16\,mm$ verlegt wird, kann der in Formel 2.1 ermittelte Wert zugleich als Randabstand der statischen Achse vom unteren Rand der Decke angenommen werden.
Somit ergibt sich der untere Randabstand zu

$$d_1 = d_{min} = 5\,cm \quad (2.2)$$

In weiterer Folge kann die erforderliche Mindeststärke der Deckenplatte ermittelt werden.

$$h_{erf} = c_{min} + d_{p,Bu} + 2 * d_{p,La} + c_{min} = 2.0 + 1.2 * 1.2 + 2 * 1.2 * 1.6 + 2.0 = 9.3\,cm \quad (2.3)$$

Da der errechnete Wert für h_{erf} in Formel 2.3 kleiner als $h_{min} = 10\,cm$ ist, wird

$$h_{Platte} = 10\,cm \quad (2.4)$$

angenommen.
Die Bewehrung der Zugdiagonalen über den Öffnungsquerschnitten erfolgt mittels drei Lagen Bügel mit einem Durchmesser von je $12\,mm$. Damit ergibt sich der minimale Randabstand der angenommenen Stabwerkachse zum freien Rand der Öffnung zu

$$d_{min,Off} = \frac{1}{2} * 3 * d_{p,Bu} + c_{min} = \frac{1}{2} * 3 * 1.2 * 1.2 + 2.0 = 4.2\,cm \quad (2.5)$$

Um bei der statischen Bemessung im Bereich der gedrückten Diagonalen ausreichend dicke Betondruckstreben zu erhalten, wird der Versatz der Stabachse mit

$$d_{Off} = 6\,cm \tag{2.6}$$

festgelegt.
Die Rippen sind immer $40\,cm$ breit und die durchlaufenden Obergurte werden aus konstruktiven Gründen und zur sicheren Eintragung der schrägen Druckkräfte aus den Diagonalen bei Querschnitten mit einer Gesamthöhe bis $h = 80\,cm$ mit $15\,cm$ und darüber mit einer Stärke von $20\,cm$ ausgeführt.
Damit sind alle erforderlichen Größen ermittelt und die einzelnen Querschnittstypen mit Höhen von $45\,cm$ bis zu einer Höhe von $110\,cm$ in Abstufungen von jeweils $5\,cm$ können festgelegt werden. Niedrigere Querschnitte wären zwar machbar, jedoch ergibt sich bei einer Höhe von $45\,cm$ abzüglich der Deckenplatte und der erforderlichen Gurtdicke eine lichte Öffnungshöhe von $20\,cm$, was als unterste Grenze anzusehen ist. Umgekehrt sind bei Querschnittshöhen größer als $110\,cm$ kaum mehr nennenswerte Steigerungen der Spannweite zu erreichen. Jedoch können solche Querschnitte produziert werden, falls es die Installationsquerschnitte erforderlich machen.

2.4 Übersicht über die Querschnittstypen

In den folgenden Punkten werden die, für die weitere Berechnung herangezogenen Querschnittstypen genauer betrachtet und deren Vor- und Nachteile beschrieben.

2.4.1 Querschnitt $h = 50\,cm$

Bei der geringen Höhe dieses Querschnittes, ist eine Ausführung von zwei Öffnungen mit dem Rastermaß von $2.40\,m$ nicht möglich. Es wären dafür Neigungswinkel der Diagonalen von unter $30°$ notwendig, was aber nach Eurocode [1] nicht zulässig ist. Daher werden bei diesem Querschnittstyp drei Öffnungen ausgeführt und es ergibt sich ein Unterraster von $80\,cm$. Die Abmessungen sind Abbildung 2.2 zu entnehmen. Der feinere Raster wirkt sich positiv auf den Abstand der Hauptträger im Stützenbereich aus. Je nach Stützenraster variiert deren Abstand nur in einem Bereich von jeweils $40\,cm$, wodurch vor allem bei der Berechnung im Übergangsbereich vom Stabwerkmodell zum Balkenmodell gleichmäßigere Ergebnisse auftreten.

2.4.2 Querschnitt $h = 70\,cm$

Ab einer Gesamthöhe von $55\,cm$ ist die Ausführung von zwei Öffnungen möglich und gewichtsmässig auch sinnvoller als die Beibehaltung von drei Öffnungen je Rasterfeld. Diese Art der Öffnungsausbildung kann bis zu einer Querschnittshöhe von $80\,cm$ beibehalten werden, es verändert sich dadurch nur die Höhe des unteren Rechteckbereiches. Nachteilig wirkt sich neben der steigenden Exzentrizität und dem damit ansteigenden Biegemoment in den Vertikalen auch der etwas vergrößerte Unterraster von $120\,cm$ auf die Berechnungen aus. Die genauen Geometriedaten sind aus Abbildung 2.3 ersichtlich.

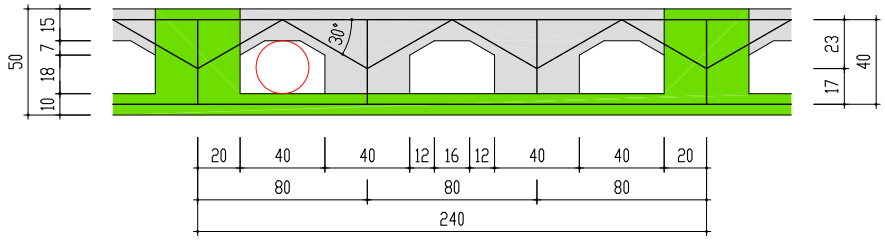


Abbildung 2.2: Querschnitt $h = 50\,cm$

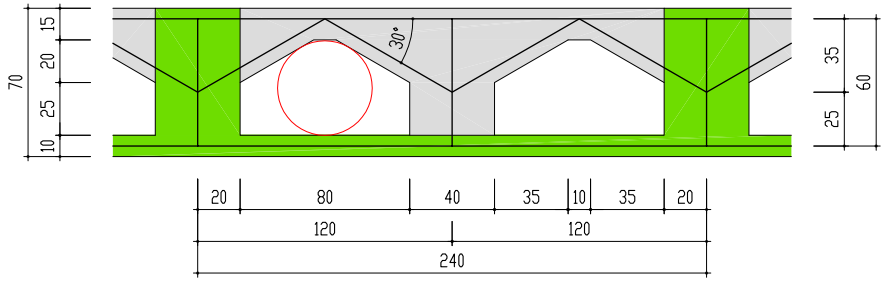


Abbildung 2.3: Querschnitt $h = 70\,cm$

2.4.3 Querschnitt $h = 90\,cm$

Bei der Ausführung von zwei Öffnungen ergeben sich zwar größere Querschnittsöffnungen, jedoch rückt der Angriffspunkt der Diagonalen in die obere Hälfte der Vertikalen, wodurch ein sehr großes Biegemoment entsteht. Aus statischer Sicht ist die Anordnung einer großen Öffnung mit geringen Exzentrizitäten vorzuziehen, dadurch ergeben sich aber in den Randbereichen teilweise sehr große Ausgleichsbereiche von bis zu $2.0\,m$ je Seite. Dieses Maß legt auch den Abstand der Hauptrippen im Auflagerbereich fest. Ein Vergleich der beiden Querschnitte ist in Abbildung 2.4 dargestellt.

2.4.4 Querschnitt $h = 110\,cm$

Bei Querschnittshöhen größer als $90\,cm$ kommt nur mehr die Ausführung mit einer Öffnung zur Anwendung, da sonst die Momente in den Vertikalen zu groß werden. Dadurch kann zwar die Öffnungsgröße gesteigert werden und das Gewicht der Deckenkonstruktion gering gehalten werden, jedoch kommt es durch die teilweise sehr großen Randbereiche zu konstruktiven Einschränkungen und durch das Beibehalten der flachen Neigungswinkel in den Diagonalen kommt das Deckensystem in einen Bereich, wo die Querkraft zur bestimmenden Schnittgröße wird. Daher ist auch eine Steigerung des Hebelarms durch die Verwendung eines höheren Querschnitts nicht mehr sinnvoll. Die geometrischen Abmessungen sind Abbildung 2.5 zu entnehmen.

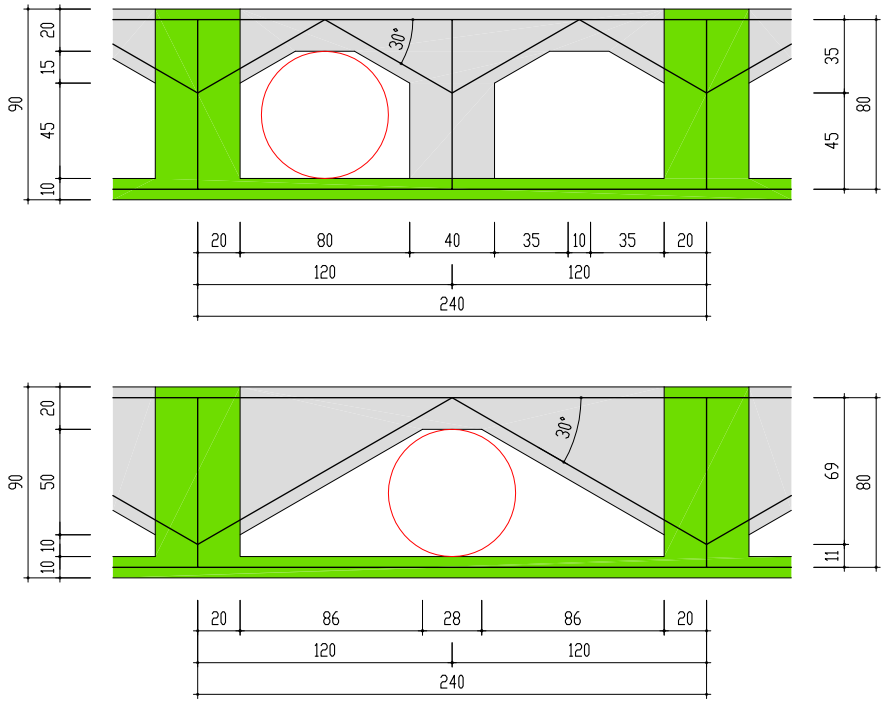


Abbildung 2.4: Querschnitt $h = 90\,cm$

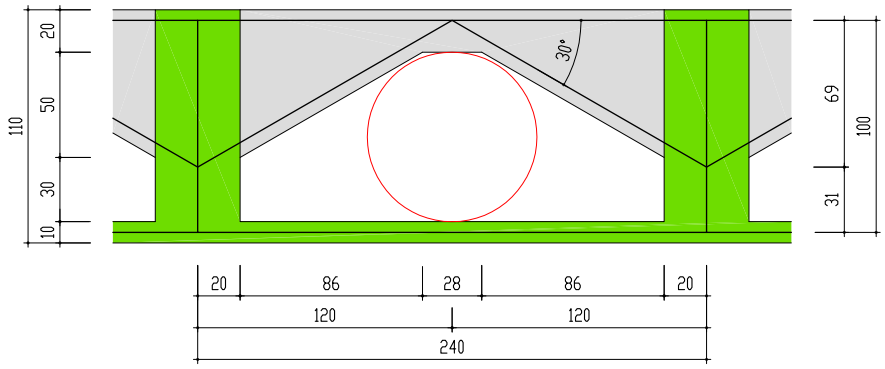


Abbildung 2.5: Querschnitt $h = 110\,cm$

Typ	h [m]	h_{Gu} [m]	H_{Pl} [m]	Öffn./Raster	$V_{ges.}$ [m3]	kg/m²	Kreis
45	0,45	0,15	0,10	3	28,42	493,40	0,20
50	0,50	0,15	0,10	3	29,86	518,40	0,25
55	0,55	0,15	0,10	3	31,30	543,40	0,30
55	0,55	0,15	0,10	2	31,20	541,67	0,30
60	0,60	0,15	0,10	2	32,26	560,00	0,35
65	0,65	0,15	0,10	2	33,31	578,33	0,40
70	0,70	0,15	0,10	2	34,37	596,67	0,45
75	0,75	0,15	0,10	2	35,42	615,00	0,50
80	0,80	0,15	0,10	2	36,48	633,33	0,55
85	0,85	0,20	0,10	2	38,38	666,33	0,55
85	0,85	0,20	0,10	1	40,42	701,67	0,55
90	0,90	0,20	0,10	1	41,09	713,33	0,60
95	0,95	0,20	0,10	1	41,76	725,00	0,65
100	1,00	0,20	0,10	1	42,43	736,67	0,70
105	1,05	0,20	0,10	1	43,10	748,33	0,75
110	1,10	0,20	0,10	1	43,78	760,00	0,80

Abbildung 2.6: Übersicht Querschnittstypen

2.5 Eigengewicht der Decke

Ein ganz wesentlicher Aspekt ist die Gewichtseinsparung durch eine günstige Anordnung und Ausbildung der Öffnungen in den jeweiligen Rippen. Da aber wie oben bereits erwähnt auch die statischen Belange eine große Rolle spielen, können die Querschnitte nicht immer nur nach der Öffnungsfläche beurteilt werden.
Um ein genaues Gewicht der Decke bestimmen zu können, muss ein der Wirklichkeit entsprechender Verlegeplan der Elemente herangezogen werden. Da von der Vorgabe des Deckenrasters die Rippenausteilung und damit der Abstand der Rippen im Randbereich abhängt, wurde exemplarisch das Gewicht der Decke anhand eines $12 * 12\,Meter$ großen Deckenfeldes ermittelt und daraus das Deckengewicht pro Quadratmeter errechnet. In Abbildung 2.6 sind die verschiedenen Querschnittstypen mit den wichtigsten Daten gegenübergestellt. In Fällen in denen die Ausbildung einer unterschiedlichen Anzahl von Öffnungen möglich ist, wurden beide Werte angegeben und der konstruktiv günstigere Querschnitt ist grün hervorgehoben.
Zum besseren Vergleich der Öffnungen untereinander, wurde das Maß des größten einschreibbaren Kreises in der letzten Spalte angegeben. Dieser Wert ergibt sich aus der Gesamthöhe abzüglich der Dicke der Deckenplatte und der Obergurtdicke.
Es ist anzumerken, dass bei Querschnitten mit mehreren Öffnungen, dieser Kreisquerschnitt in jeder der Öffnungen eingeschrieben werden kann und daher bei diesen Querschnitten auch mehrere Installationsquerschnitte dieser Größe geführt werden können.
Diagramm 2.7 zeigt den Gewichtsvergleich der Decke für Installationen mit einer konventionellen Stahlbeton-Massivdecke. Der sprunghafte Anstieg des Eigengewichts im Bereich der Querschnittshöhe von $85\,cm$ ergibt sich durch die Erhöhung der Gurtdicke von 15 auf $20\,cm$ und der Ausführung von nur einer Öffnung pro Rastereinheit.
In der Abbildung 2.8 sind alle möglichen Querschnitte und deren Abmessungen

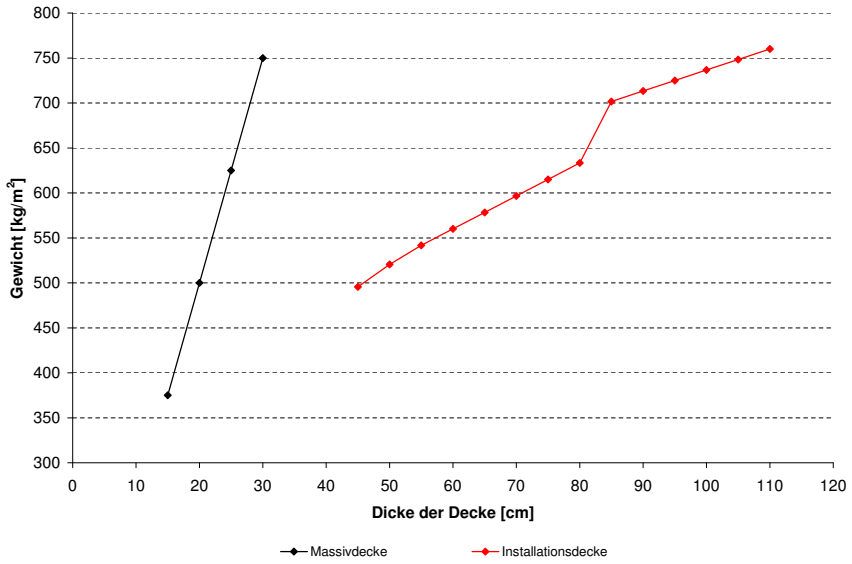


Abbildung 2.7: Massivdecke - Installationsdecke

aufgeführt.
Welche dieser Querschnittstypen für eine praktische Ausführung besonders geeignet sind und welche Konstruktionshöhen in Hinsicht auf eine wirtschaftliche Produktion notwendig sind, ist im Anschluss an die statischen Berechnungen zu prüfen.

2.6 Vergleich der Querschnittstypen

Eine weitere wichtige Forderung an dieses neue Deckensystem ist die Ausbildung möglichst großer für die Installationsführung nutzbarer Öffnungsquerschnitte. In Abbildung 2.9 sind die Gesamtquerschnitte der Öffnungen bezogen auf eine Rastereinheit von $240\,cm$ und die möglichen einschreibbaren Gesamtflächen von Kreis und Quadrat gegenübergestellt.
Durch die von den Querschnittstypen abhängige Anzahl von Öffnungen je Rastereinheit, ergibt sich bei den Kurven kein stetig steigender Verlauf, sondern es kommt besonders bei den höheren Querschnitten im Bereich von $h = 80\,cm$ zu einem deutlichen Sprung, da sich neben der Öffnungsanzahl auch die Dicke des Obergurtes ändert. Dieser weist bei den höheren Querschnitten eine Dicke von $20\,cm$ auf.
Es ist zu erkennen, dass sich bei den höheren Querschnittstypen zwar die Gesamtfläche der Öffnungen stärker vergrößert, aber durch Ausführung von nur mehr einer Öffnung kann nur ein quadratischer, bzw. kreisförmiger Querschnitt eingeschrieben werden.
Bei den niedrigeren Querschnitten sind zwei bzw. drei Öffnungen vorhanden, wodurch der Ausnutzungsgrad der zur Verfügung stehenen Querschnittsfläche günstiger ausfällt.

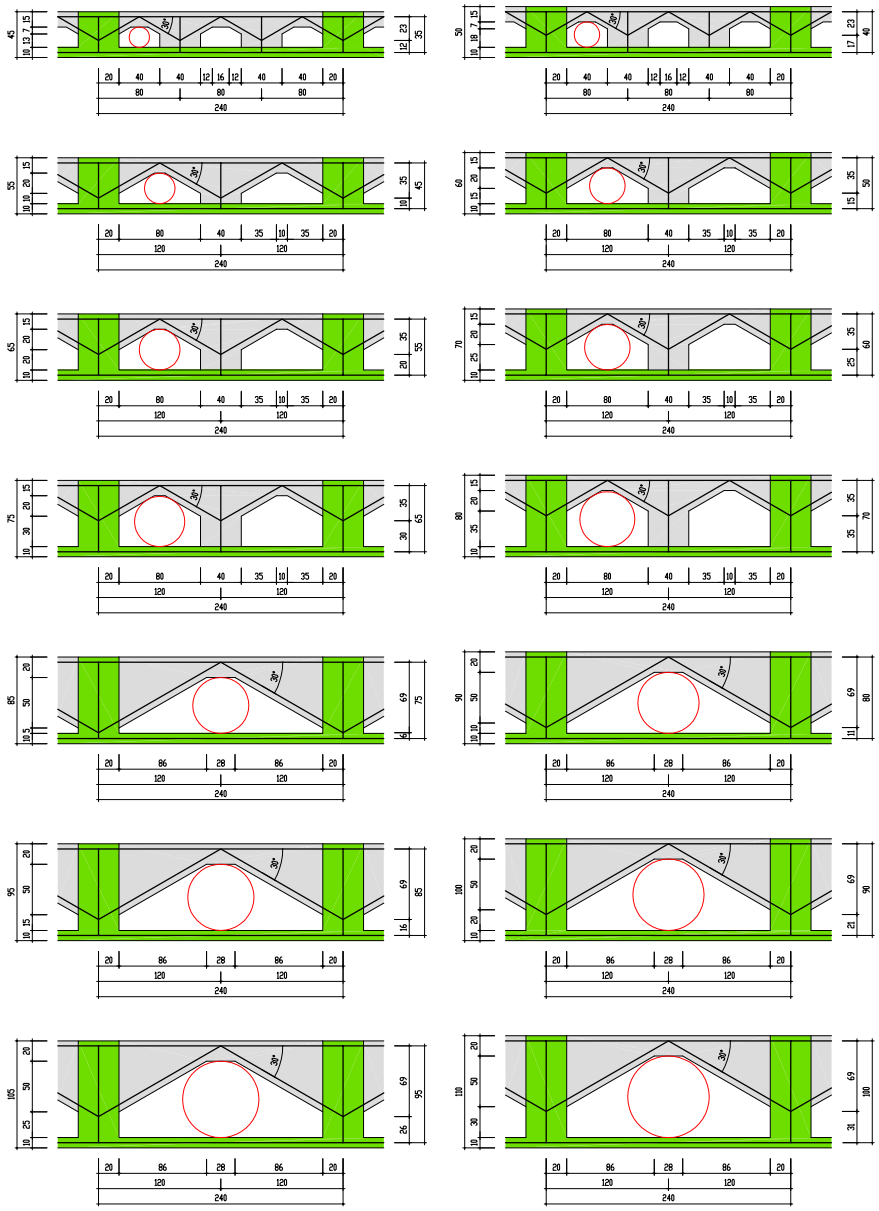


Abbildung 2.8: Übersicht der möglichen Querschnittstypen

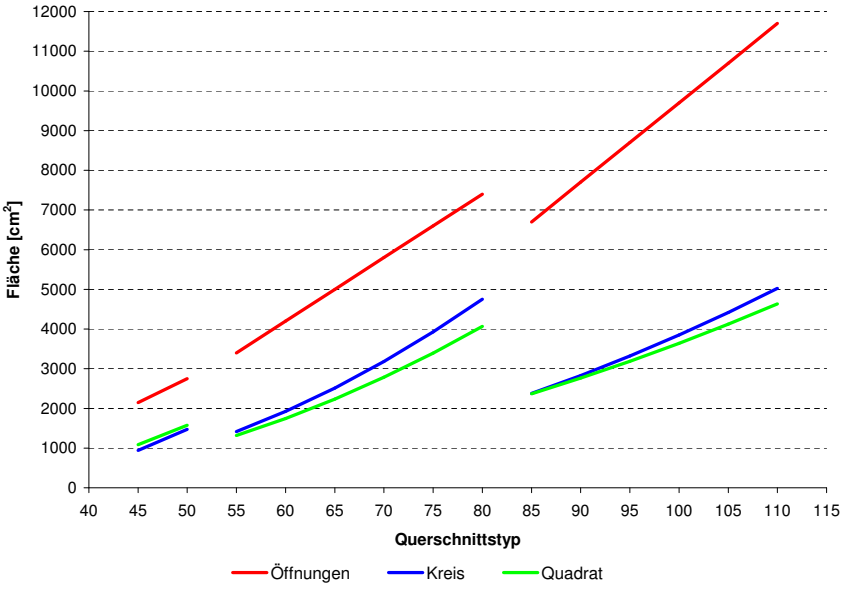


Abbildung 2.9: nutzbare Querschnittsöffnungen

Kapitel 3

Statik

Allgemeines

3.1 Belastungen

Als Belastungen treten neben dem, von den einzelnen Querschnittstypen abhängigen Eigengewicht g_1, noch die ständige Ausbaulast $g_2 = 2.50\,KN/m^2$ und der Leichtwandzuschlag mit $g_3 = 0.80\,KN/m^2$ auf. Daneben wird eine veränderliche Nutzlast mit einem lt. Eurocode 1 [2] für Büros und Geschäftsräume üblichen Wert von $q_1 = 5.00\,KN/m^2$ in Rechnung gestellt.
Die maßgebende Belastungskombination ergibt sich somit zu

$$Q_d = \gamma_g * [g_1 + g_2 + g_3] + \gamma_q * q_1 \tag{3.1}$$

Dabei ist $\gamma_g = 1.35$ und da nur eine unabhängige Nutzlast auftritt $\gamma_q = 1.50$.
In Abbildung 3.1 sind die Gesamtbelastungen, welche mittels Formel 3.1 und den angeführten Teilsicherheitsbeiwerten ermittelt wurden, für die einzelen Querschnittstypen tabellarisch zusammengefasst. Da die statische Berechnung für eine Einheitslast von $1\,KN/m^2$ durchgeführt wird, müssen die Ergebnisse noch mit den Werten dieser Tabelle multipliziert werden, um die tatsächlichen Schnittgrößen für die Bemessung zu erhalten.

3.2 Baustoffe

Beton

Im Regelfall kommt Beton mit der Güte C 35/45 zum Einsatz, dieser weist eine charakteristische Würfeldruckfestigkeit von $f_{cwk} = 45.0\,N/mm^2$ auf. Die charakteristische Dauerstandsfestigleit ergibt sich zu $f_{ck} = 33.8\,N/mm^2$ und mit dem baustoffseitigen Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1.50$, errechnet sich die zulässige Betondruckfestigkeit zu $f_{cd} = 22.5\,N/mm^2$.
Dieser Wert gilt uneingeschränkt nur bei Anwendung der Formeln zur Berechnung von Biegebalken, also im Bereich der Auflager, wo die Rippen ohne Öffnungen ausgeführt werden. In den Bereichen, in denen Stabwerkmodelle zur Berechnung herangezogen werden und die Nachweise über die Tragfähigkeit der Druckstreben erfolgt, ist dieser Wert gegebenenfalls abzumindern. Daher sind

TYP	Gewicht [kg/m²]	g_1 [KN/m²]	g_2 [KN/m²]	g_3 [KN/m²]	q_1 [KN/m²]	Gesamt [KN/m²]
45	493,4	4,9	2,5	0,8	5,0	18,6
50	518,4	5,2	2,5	0,8	5,0	19,0
55	541,7	5,4	2,5	0,8	5,0	19,3
60	560,0	5,6	2,5	0,8	5,0	19,5
65	578,3	5,8	2,5	0,8	5,0	19,8
70	596,7	6,0	2,5	0,8	5,0	20,0
75	615,0	6,2	2,5	0,8	5,0	20,3
80	633,3	6,3	2,5	0,8	5,0	20,5
85	701,7	7,0	2,5	0,8	5,0	21,4
90	713,3	7,1	2,5	0,8	5,0	21,6
95	725,0	7,3	2,5	0,8	5,0	21,7
100	736,7	7,4	2,5	0,8	5,0	21,9
105	748,3	7,5	2,5	0,8	5,0	22,1
110	760,0	7,6	2,5	0,8	5,0	22,2

Abbildung 3.1: Übersicht der Gesamtbelastungen

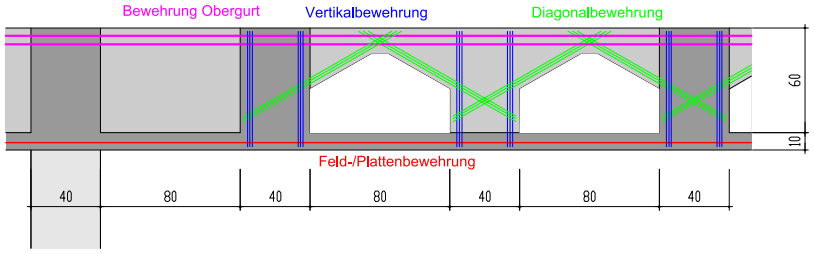


Abbildung 3.2: Bewehrungsführung in der Rippe

die verschiedenen Berechnungsmodelle und deren Ergebnisse darauf zu prüfen, ob in den Druckstäben Querzug auftritt.

Bewehrungsstahl

Es wird Baustahl der Güte $BSt\,550$ verwendet. Der charakteristische Wert der Streckgrenze beträgt $f_{yk} = 550\,N/mm^2$und mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahl $\gamma_s = 1.15$, läßt sich der Bemessungswert der Streckgrenze zu $f_{yd} = 478\,N/mm^2$ berechnen.
Auf Grund der engen Platzverhältnisse und der geringen Betonabmessungen, ist auf die verwendbare bzw. einbaubare Bewehrung in Hinblick auf deren maximalen Durchmesser, besonderes Augenmerk zu legen. Im folgenden wird die mögliche Bewehrung festgelegt und in Abbildung 3.2 sind die verschiedenen Bewehrungsbereiche ersichtlich.
Bei der Längs- und Querbewehrung ist der Einbau von zwei Lagen Ø 16 mm unter Berücksichtigung deren Platzdurchmesser und der einzuhaltenden Mindestbetondeckung noch problemlos möglich. Platzmäßig könnten in Längsrichtung auch Ø 20 mm und in Querrichtung Ø 16 mm verlegt werden, nur wäre die-

se Möglichkeit hauptsächlich bei einachsig gespannten Systemen anwendbar. Es wird für die weitere Berechnung von einem Stababstand von $10\,cm$ ausgegangen, wodurch sich für jede Spannrichtung bei Berücksichtigung der Rippenabstände im Auflagerbereich und einer maximal nutzbaren Einflußbreite von ca. $1.10\,m$ jeweils $11\,\text{Ø}\,16$ ergeben. Das entspricht einem Bewehrungsquerschnitt von

$$A_{s,F} = 11 * 2.01 = 22.11\,cm^2$$

und ist für beide Spannrichtungen verfügbar.
Bei der Bewehrung der Diagonalen kommen, bedingt durch den Fertigungsprozess und der damit notwendigen Trennmöglichkeit der Regelelemente Doppelbügel mit $\text{Ø}\,12\,mm$ zur Anwendung. Daraus folgt jedoch, dass immer mindestens vier Stahlquerschnitte in der Diagonalen zur Verfügung stehen. Als technisch ausführbare Obergrenze werden insgesamt drei Lagen dieser Doppelbügel verlegt, was einem Bewehrungsquerschnitt in den Diagonalen von

$$A_{s,D} = 3 * 4 * 1.13 = 13.56\,cm^2$$

entspricht.
In den Vertikalen wird das, durch die Kräfte aus den Untergurten und deren, von der jeweiligen Querschnittsausführung abhängigen Exzentrizität erzeugte Biegemoment mittels vertikaler Bügel abgeleitet. Dazu ist ein spezielles Stabwerkmodell für diesen Detailbereich notwendig und es können daraus die auftretenden Zug- und Druckkräfte in den Vertikalen ermittelt werden. Für die technische Ausführbarkeit gilt das Gleiche wie bei den Diagonalen. Auch hier kommen maximal drei Lagen der Doppelbügel zum Einsatz und es ergibt sich ein maximaler Bewehrungsquerschnitt von $A_{s,V} = 13.56\,cm^2$.
Weitere kritische Punkte bei der Bewehrungsführung stellen die Verankerung der Zugkräfte an den Einspannstellen, sowie der Übergangsbereich vom Balken auf das Regelelement dar. Da die Bewehrung im Übergangsbereich erst auf der Baustelle in eine dafür vorgesehene Aussparung an der Oberseite der Rippen verlegt werden, sind durch die begrenzte Abmessung dieser Öffnung auch die maximalen Durchmesser der Bewehrungsstäbe begrenzt.
Aus einer Öffnungsbreite von $20\,cm$ und einer Tiefe von $13\,cm$ lässt sich bei kreuzweiser Verlegung für beide Spannrichtungen der Decke errechnen, dass insgesamt $8\,\text{Ø}\,20\,mm$ in jeder Spannrichtung darin ausreichend Platz finden. Es liegen hier damit insgesamt $4\,\text{Ø}\,20\,mm$ übereinander, was unter Berücksichtigung der Betondeckung eine erforderliche Tiefe der Aussparung von

$$t_{erf} = 4 * d_p + c = 3 * 1.2 * 2.0 + 2.0 = 11.6\,cm$$

ergibt und damit geringer als die verfügbare Tiefe liegt.
In der Breite ergibt sich ein verbleibender Gesamtzwischenraum zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben von

$$20 - 4 * d_p = 20 - 4 * 1.2 * 2.0 = 10.4\,cm$$

was aufgeteilt auf drei Zwischenräume einen Abstand von $3.5\,cm$ ergibt.
Damit errechnet sich der Bewehrungsquerschnitt zu

$$A_{s,U} = 8 * 3.14 = 25.12\,cm^2$$

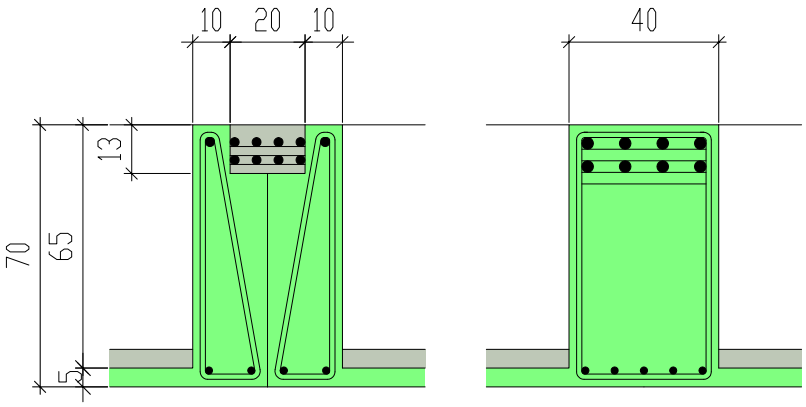


Abbildung 3.3: Rippenquerschnitt im Übergangsbereich

Die Lage der Bewehrung in diesem Übergangsbereich ist in Abbildung 3.3 dargestellt.
Im Einspannbereich kann auf Grund der massiven Ausführung ohne Öffnungen und der Herstellung vor Ort, die ganze Breite der Rippe für die Bewehrungsführung herangezogen werden. Ausgehend von der Breite der Rippen mit $40\,cm$ und der erforderlichen Betondeckung von $c = 2\,cm$, den umfassenden Bügeln mit einem Durchmesser von $12\,mm$ und den daraus resultierenden Platzdurchmessern, ergibt sich die verbleibende lichte Breite für die Längsbewehrung zu

$$b_{li} = b - 2 * c - 2 * d_{p,Bu} = 40.0 - 2 * 2.0 - 2 * 1.2 * 1.2 = 33.1\,cm$$

Bei der Verwendung von jeweils 5 Ø $26\,mm$ ergibt sich der verbleibende Gesamtzwischenraum zu

$$b_{li} - 5 * d_{p,l} = 33.1 - 5 * 1.2 * 2.6 = 17.5\,cm$$

Der lichte Abstand der Bewehrungsstäbe folgt demnach zu $17.5/4 = 4.4\,cm$, was als ausreichend anzusehen ist. Die Bewehrung wird überdies zweilagig eingebaut, wodurch sich der Gesamtquerschnitt zu

$$A_{s,E} = 2 * 5 * 5.31 = 53.1\,cm^2$$

ergibt.
Mit den aus der Geometrie ersichtlichen Abmessungen der Betondruckstrebeben und den vorhandenen Stahlquerschnitten, lässt sich nach Ermittlung der entsprechenden Schnittgrößen, der Nachweis über die Tragfähigkeit, bzw. der möglichen Spannweiten der einzelnen Querschnittstypen führen.

3.3 Lastmodelle und Abtragung der Lasten

Einer ausführlichen statischen Berechnung und einer anschließenden Dimensionierung eines Bauteiles oder einer ganzen Tragkonstruktion geht erst eine

Findung des statischen Systems und dessen Belastungen voraus. Dieses sollte einerseits der tatsächlichen Kraftableitung nahe kommen, andererseits jedoch möglichst einfach und überschaubar bleiben. Natürlich ist es möglich ganze Systeme oder Teile daraus in Stabwerks- oder Finite Elemente Programme einzugeben um daraus die Schnittgrößen bzw. die Spannungen zu erhalten. Ein großer Nachteil dieser Vorgehensweise ist neben der teilweise sehr aufwändigen Eingabe der Geometrie und Lagerungsbedingungen, die scheinbar unüberschaubare Flut an Ergebnissen und vorallem deren schwierige Auswertung und anschließende Kontrolle.
Aus diesem Grunde wird hier im ersten Schritt die Belastung und das zugehörige möglichst einfache Tragsystem gesucht.

3.3.1 Belastungen

Es wird davon ausgegangen, dass die Hauptrippen und die beiden Nebenrippen durch eine Kopplung untereinander, welche durch die senkrecht dazu verlaufenden Rippen besteht, gemeinsam und zu gleichen Anteilen an der Lastabtragung beteiligt sind. Damit ergibt sich bei einem quadratischen Stützenraster für die einzelnen Rippen ein dreiecksförmiges Belastungsbild. Da nur die Hauptrippen ihre Lasten direkt auf die Stützen abtragen und die Nebenrippen ihre Lasten mittels einer indirekten Lagerung auf die Hauptrippen übertragen, müssen diese die Lasten der Nebenrippen im Bereich der Auflager aufnehmen und diese ebenfalls in die Stützen ableiten. Dabei wird in den Kreuzungspunkten mit den Nebenrippen angenommen, dass immer die Hälfte der Auflagerlast in Trägerrichtung und die andere in den kreuzenden Träger abgetragen wird. Dieser Umstand wird durch die auflagernahen Einzellasten berücksichtigt.
Abbildung 3.4 zeigt eine schematische Kraftableitung anhand eines quadratischen Deckenfeldes. Die Deckenfelder werden jeweils mit einer Einheitslast von $1\,KN/m^2$ belastet und daraus die Schnittgrößen ermittelt. Die für die Bemessung notwendigen, tatsächlichen Schnittgrößen infolge Eigengewicht, ständigen und veränderlichen Lasten können durch einfaches multiplizieren der Ergebnisse mit den entsprechenden Lastfaktoren ermittelt werden.
Bei von der quadratischen Form abweichenden Deckenelementen ergibt sich die Belastung in Form einer trapezförmigen Gleichlast.
Als Beispiele für die Belastungen der Hauptrippen ist in Abbildung 3.5 eine Belastungssituation für ein quadratisches und ein rechteckiges Deckenfeld, mit einem Seitenverhältnis von $lx : ly = 2 : 1$ dargestellt. Das Seitenverhältnis von $lx : ly = 2 : 1$ stellt den Grenzwert der hier angestellten Betrachtungen dar, da bei noch schmäleren Deckenfeldern nur mehr die Rippen in Längsrichtung zur Lastabtragung herangezogen werden.

3.3.2 Übersicht über die einzelnen Lagerungsfälle

Grundsätzlich kann man eine Decke, welche sich in beiden Richtungen über mehrere Felder spannt, in einer guten Annahme als einzelne Deckenfelder mit geeigneten Randbedingungen darstellen. Je nach Lage dieses Deckenfeldes im Gesamtsystem der Decke können drei grundsätzliche Lagerungsfälle unterschieden werden.
Ausgehend von einem unendlich großen Deckenfeld, kann man Innen- und Randfelder sowie Einzelfelder unterscheiden, wobei diese an ihren Enden entweder

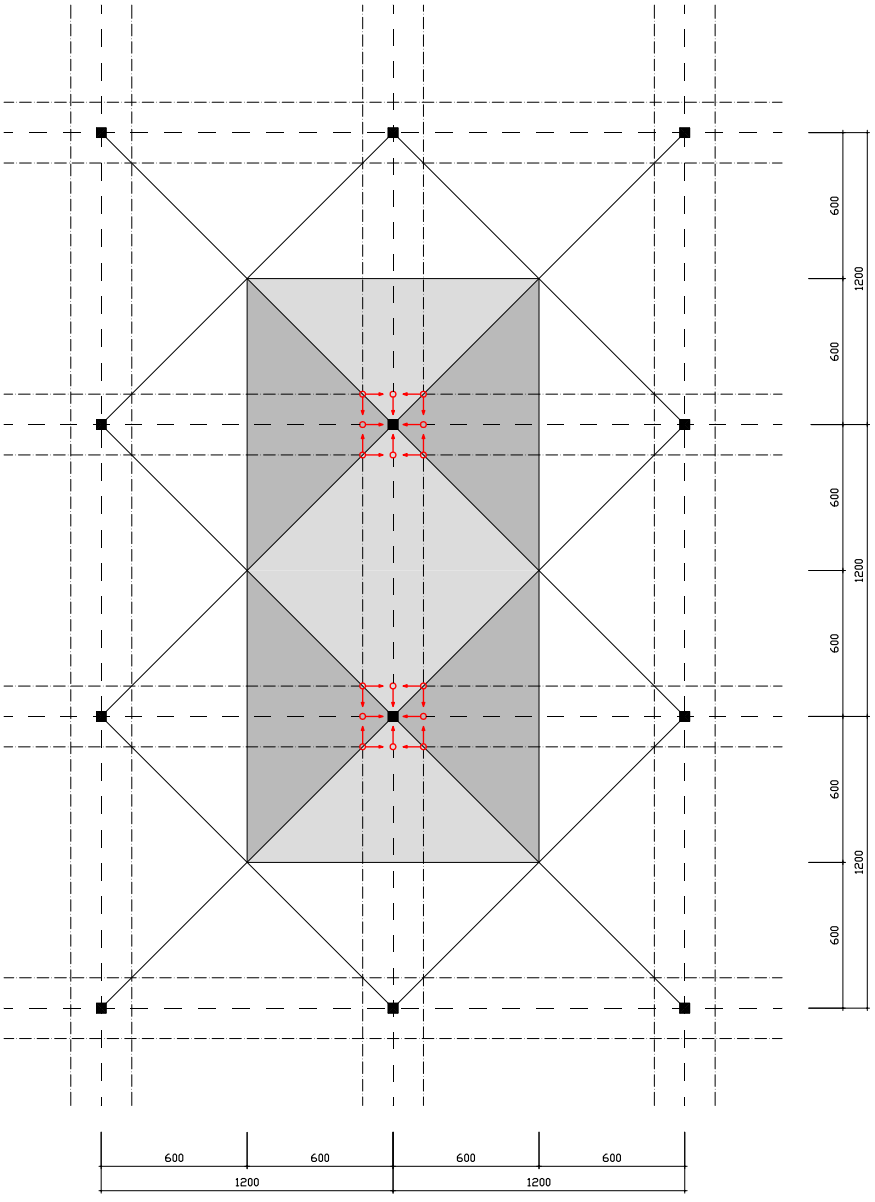


Abbildung 3.4: Kraftableitung

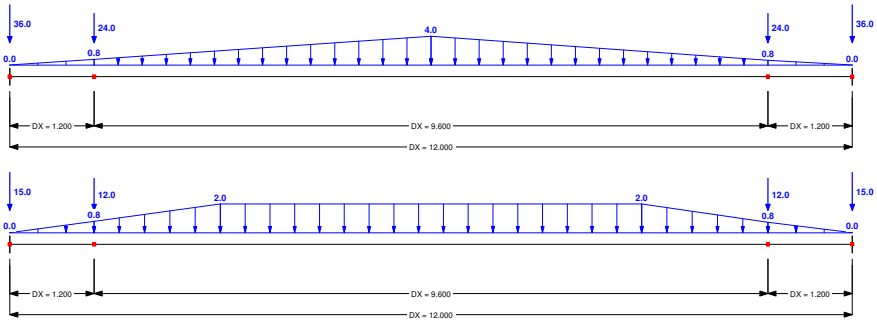


Abbildung 3.5: Belastungsbilder

eingespannt oder frei drehbar gelagert sind. Daneben gibt es noch einige abgewandelte Formen dieser drei Grundfälle. Dazu zählen einerseits das Randfeld mit Kragarm, wobei sich hier der Schnittgrößenverlauf in Abhängigkeit von der Länge der Auskragung zwischen den beiden Extremwerten von Innen- und Randfeld einstellt.
Weiters kann das Einzelfeld durch Anbringung von einem bzw. zwei Kragarmen und durch eine günstige Wahl der Kragarmlänge, in Bezug auf den Schnittgrößenverlauf, wie die ersten beiden Lagerungsfälle gehandhabt werden.
In der Regel treffen diese Annahmen der Randbedingungen nur bei unendlich langen Durchlaufträgern unter Vollbelastung zu, jedoch zeigt die praktische Berechnung, dass bereits ab wenigen Feldern nur mehr sehr geringe Unterschiede in den Schnittgrößen auftreten.
In Abbildung 3.6 ist ein Abschnitt eines Deckenfeldes mit regelmäßigem quadratischen Stützenraster dargestellt. Darin sind die drei zu untersuchendnen Grundlagerungsfälle, sowie deren Abwandlungen zusammen mit der auftretenden Belastung schematisch dargestellt.
Diese Lagerungsfälle müssen getrennt untersucht werden, da die erzielbaren Spannweiten mit den unterschiedlichen Querschnittstypen stark von den Lagerungsbedingungen abhängen.

3.4 Mögliche Berechnungsmodelle

Es ist zwischen Modellen zu unterscheiden, welche als Ergebnis die gesuchten Schnittgrößen direkt liefern und solche, bei denen die gesuchten Kräfte erst mittels fertiger Formeln aus den Ergebnissen dieser Modelle errechnet werden müssen. Im Folgenden werden diese Modelle kurz erläutert und deren Vor- bzw. Nachteile angeführt.

3.4.1 Ebenes Balkenmodell

Dieses ist sehr einfach in der Handhabung und damit auch für eine händische Berechnung bzw. die Anwendung von fertigen Formeln aus Tabellenwerken verwendbar. Dabei werden die benötigten Schnittgrößen für die Bemessung aus dem Momenten- und Querkraftverlauf des Balkenmodells zurückgerechnet. Diese Rechnung stellt bei statisch bestimmt gelagerten Balken eine exakte Lösung

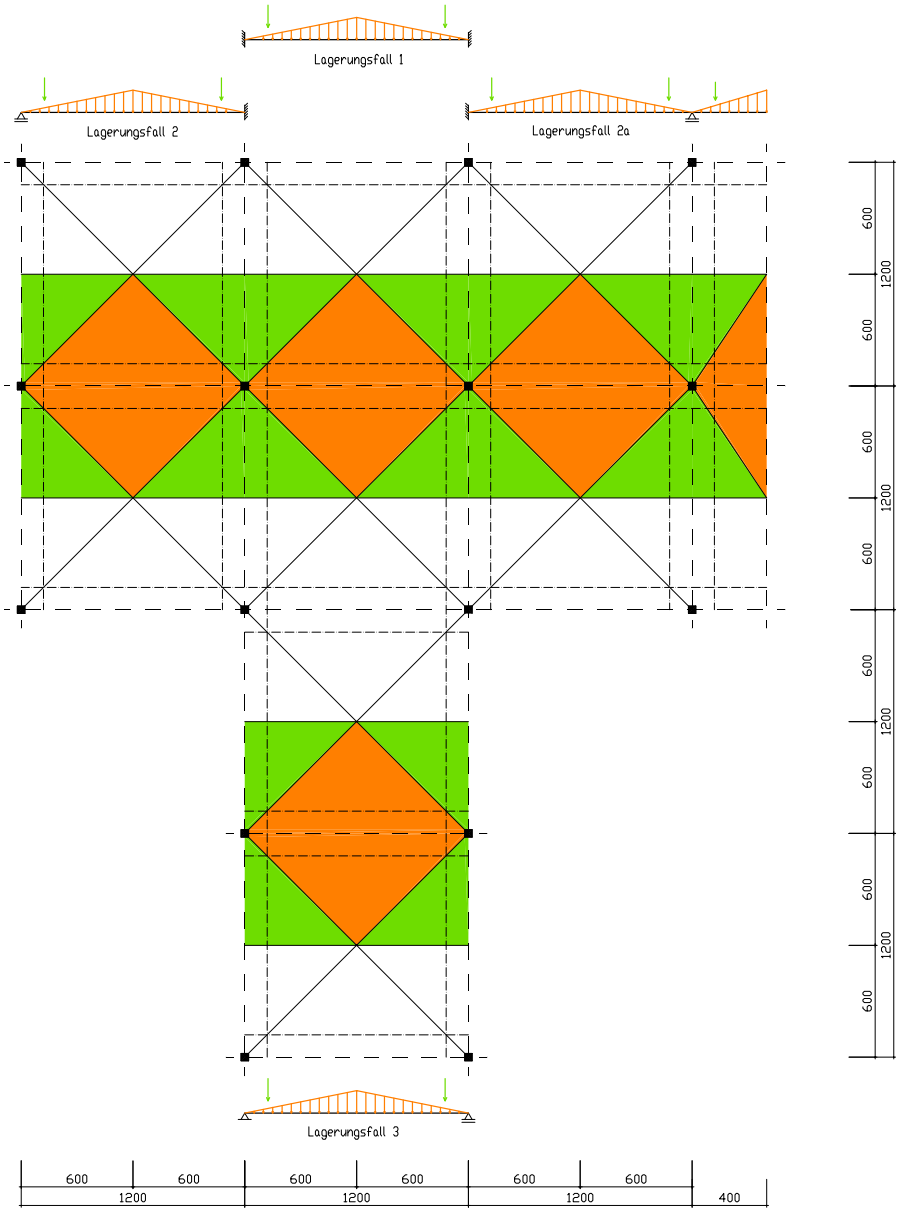


Abbildung 3.6: Übersicht Deckenfeld

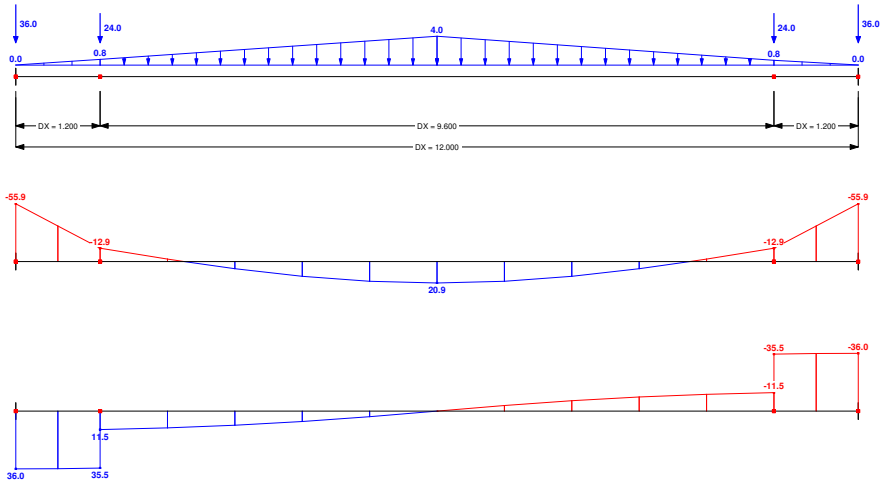


Abbildung 3.7: ebenes Balkenmodell mit Schnittgrößen

dar, jedoch ergeben sich bei statisch unbestimmter Lagerung Abweichungen von der direkten Berechnung am zweidimensionalen Stabwerkmodell. In Abbildung 3.7 ist ein beidseitig eingespanntes Balkenmodell mit Belastung und Schnittgrößenverlauf dargestellt. Die dargestellten Belastungen entspechen denen eines quadratischen Deckenfeldes von $12 * 12\,Meter$ unter einer Einheitslast von $1\,KN/m^2$
Nach [7] ergeben sich aus den Momenten- und Querkraftlinien eines Balkenmodells die Normalkräfte im Obergurt zu

$$O_i = -\frac{M_i}{h} \tag{3.2}$$

und die zugehörigen Kräfte im Untergurt zu

$$U_j = \frac{M_j}{h} \tag{3.3}$$

Die Querkraft wird über die Diagonalen abgertragen und diese Kräfte ergeben sich zu

$$D_i = -\frac{Q_{ij}}{sin\,\alpha} \tag{3.4}$$

bzw

$$D_j = \frac{Q_{jk}}{sin\,\alpha} \tag{3.5}$$

Mittels der Formel 3.3 können die beiden anschließenden Untergurtkräfte an der maßgebenden Vertikalen errechnet werden. Mit diesen Kräften sowie dem aus der Geometrie des verwendeten Elementtyps ersichtlichen Hebelsarm, kann das Biegemoment in der besagten Vertikalen ermittelt werden. Diese Berechnung ist nur an der jeweils zweiten Vertikalen notwendig, da sie die maßgebende Schnittgröße aufweist.

3.4.2 Zweidimensionales Stabwerkmodell

Eine händische Berechnung erscheint nur bei statisch bestimmter Lagerung sinnvoll, darüber hinaus ist der softwaremäßigen Berechnung der Vorzug zu geben. Diese Stabmodelle sind aber auf Grund der regelmäßigen Geometrie rasch in ein entsprechendes Programm eingegeben, oder lassen sich per Schnittstelle aus einem CAD Programm exportieren.
Größter Vorteil dieses Berechnungsmodells ist die direkte Ablesbarkeit der Normalkräfte in den maßgebenden Stäben, sowie des Biegemoments in der Vertikalen. Einen Nachteil stellt dabei der Auflagerbereich dar. Dieser wird mit massiven Rippen ausgeführt und ist daher als normaler Biegeträger zu behandeln. Je nach Modellierung des Randbereichs des Stabwerkmodells ergeben sich entsprechende Abweichungen vom Balkenmodell.
Anders als beim Balkenmodell kann das Moment der Vertikalen direkt abgelesen werden, jedoch ist für die Bemessung ebenfalls ein Detailmodell dieses Bereichs notwendig, da dieses Moment nicht einfach wie bei einem Biegebalken über ein inneres Kräftepaar sondern über ein zusätzliches Stabwerkmodell mit Zug- und Druckgliedern abgetragen wird.

3.4.3 3D Balkenmodell

Dieses bereits aufwändiger zu erstellende Modell dient hauptsächlich zur Überprüfung der zweidimensionalen Annahmen in Hinsicht auf die Lastaufteilung und deren Ableitung über das Rippensystem. Im Gegensatz zu den beiden vorigen Modellen ist der Einfluss der Tragwirkung in beiden Richtungen zu erkennen. Dabei ist besondes auf die Auswahl der Feldanzahl sowie die Gestaltung der Randbedingungen zu achten. Es werden hier nicht mehr die Deckenfelder als einzelne isolierte Bereiche gesehen, sondern es wird der Einfuß der benachbarten Deckenbereiche berücksichtigt. Die Belastung kann bei diesen dreidimensionalen Berechnungsmodellen als Flächenlast aufgebracht werden und muss nicht vorab auf die einzelnen Systeme aufgeteilt werden. Über den Querkraftverlauf ist der Kraftfluss vom Ort der Einwirkung bis zur Stütze nachvollziehbar und so können die Annahmen aus den ebenen Modellen kontrolliert und gegebenenfalls abgeändert werden.

3.4.4 3D Stabwerkmodell

Dieses von der Eingabe aufwändige Rechenmodell kommt hauptsächlich zur Kontrolle bzw. zur Untersuchung von speziellen Bereichen, welche mit den ebenen Berechnungsmodellen nicht zu erfassen sind, zur Anwendung. Der Einsatz eines EDV Programms [3] ist bei diesen komplexen Modellen zwingend notwendig.

3.5 Statische Untersuchung der Lagerungsfälle

Allgemeines zur Vorgehensweise

Um die mögliche Tragfähigkeit bzw. Spannweite der verschiedenen Elementtypen zu ermitteln, wurde vorweg eine Serie von ebenen Balkenmodellen mit unterschiedlicher Spannweite und Rasterteilung unter entsprechender Belastung

für die auftretenden Lagerungsfälle erstellt und in weiterer Folge untersucht. Diese schrittweise Vorgehensweise wurde gewählt, da durch den Einsatz eines EDV Programms jeweils nur ein Balken mit Belastung generiert werden musste und durch Anpassen der Auflager die anderen Fälle abgeleitet werden können. Eine weitere Möglichkeit wäre die Ermittlung der gesuchten Schnittgrößen mittels analytischer Lösungen gewesen, jedoch stehen für manche Lagerungsfälle und Belastungsformen diese nicht zur Verfügung, oder sind sehr kompliziert aufgebaut. Weiters muss jede Lagerung mit einem eigenen Formelapparat untersucht werden.
Ein weiterer, nicht zu unterschätzender Vorteil der softwaremäßigen Berechnung, besteht in der Weiterverwendbarkeit der Balkengeometrien für die ebenen und räumlichen Stabwerk- und Balkenmodelle. Dazu kann das Modell mit der Belastung durch Verwendung als Obergurt und unter Ergänzung der fehlenden Elemente, relativ einfach in ein Stabwerkmodell umgewandelt werden, ohne jedes Mal von Grund auf ein neues Modell generieren zu müssen. Weiters können diese beiden ebenen Modelle bei Verwendung eines entsprechenden Programmes auch als Grundbausteine für die dreidimensionalen Modelle herangezogen werden.
Durch diese Weiterverwendbarkeit der Geometrien und Belastungen relativiert sich der Mehraufwand im ersten Berechnungsschritt. Mit Hilfe von einfachen Formeln aus Tabellenwerken lassen sich Werte wie Rand-und Feldmomente jederzeit überprüfen.
Es wird jeder der drei Hauptlagerungsfälle des Deckensystems mittels der in den Punkten 3.4.1 bis 3.4.4 angeführten Berechnungsmodelle an ausgewählten Querschnittstypen untersucht und die mögliche Grenztragfähigkeit ermittelt. Dabei wird immer mit dem einfachsten Modell begonnen und die komplexeren Berechnungsverfahren dann anschließend zur Kontrolle der Ergebnisse, oder zur Betrachtung von speziellen Details im Tragsystem herangezogen.

3.5.1 Innenfeld

Bei der Betrachtung eines Deckenfeldes mit einer unendlich großen Feldanzahl in beiden Richtungen und unter Volllast kann als Ersatzsystem ein umlaufend eingespanntes Deckenfeld herangezogen werden. Um die Berechnungen zu vereinfachen wird dieses räumliche System in ebene Teilsysteme zerlegt und dabei durch einen beidseitig eingespannten Balken mit dreiecksförmiger Beastung und stützennahen Einzellasten ersetzt.
Wie bei den folgenden Lagerungsfällen erfolgt zuerst eine Berechnung der Momenten- und Querkräfte an einem ebenen Balkenmodell. Unter der in Punkt 3.4.1 angegeben Formeln, lassen sich die für die Nachweise der Zugglieder und Druckstreben benötigten Krafte ermitteln.

3.5.1.1 Abminderungsfaktoren für vom quadratischen Raster abweichende Deckenfelder

Um einen möglichen Bereich der Anwendbarkeit der einzelnen Querschnitte zu erhalten beschränkt sich die Berechnung nicht nur auf quadratische Deckenfelder, sondern es wird auch ein oberer Grenzwert der erreichbaren Deckenspannweite anhand eines Feldes mit einem Seitenverhältnis $l_x/l_y = 2:1$ untersucht.
Dazu werden an einem ebenen Balkenmodell mit der Länge von 12 Metern

sowie an einem Modell mit der Spannweite von 16 Metern an den maßgebenden Stellen die jeweiligen Bemessungsschnittgrößen errechnet. Bei beiden Annahmen wird jeweils eine Einflußbreite $l_y = l_x$ sowie $l_y = l_x/2$ für die Bestimmung der auftretenden Belastung herangezogen. Nach der Auswertung der so erhaltenen Schnittgrößen an beiden Balkenmodellen zeigt sich, dass die Unterschiede der ermittelten Faktoren trotz der verschieden großen Spannweiten, verschwindend klein sind und für die weitere Berechnung die Abminderungswerte des $12\,m$ Balkenmodells herangezogen werden können.
Diese Vorgehensweise wird für alle noch zu untersuchenden Lagerungsfälle durchgeführt. Da diese Werte auch vom Elementtyp, genauer gesagt von der Anzahl der ausgeführten Öffnungen und damit vom Unterraster abhängt, müssen diese Werte für die drei möglichen Öffnungsvarianten mit einem Unterraster von 0.80, 1.20 und $2.40\,m$ getrennt ermittelt werden. Vor allem bei den großen Querschnitten mit nur einer Öffnung, kann es bedingt durch das eher unflexible Rastermaß von $2.40\,m$ zu großen Sprüngen bei den Abständen der Rippen im Stützenbereich kommen. Damit verbunden sind aber stark schwankende Momente im Auflagerbereich und natürlich auch im Feld möglich. So ergibt sich bei den verwendeten Berechnungsmodellen etwa für einen Querschnitt mit nur einer Öffnung bei einer Spannweite von $14\,m$ ein geringfügig kleineres Einspannmoment als bei einer Spannweite von nur $13\,m$. Dieses Verhalten ist vom verwendeten Berechnungsmodell unabhängig und kann in vereinzelten Fällen bei der Auswertung dazu führen, dass Ergebniskurven einen unerwarteten Verlauf zeigen können.
Bei den kleingliedrigen Querschnitten mit mehreren kleineren Öffnungen tritt dieser Effekt kaum bis gar nicht auf, da die Sprünge der Randabstände dabei kleiner ausfallen.
In Abbildung 3.8 sind die Abminderungskurven für den beidseitig eingespannten Lagerungsfall für einen Unterraster von $1.20\,m$ dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass bei den einzelnen Schnittgrößen die Faktoren je nach untersuchter Stelle differieren, wodurch eine globale Abminderung der Schnittgrößen mittels eines gemeinsamen Faktors nicht möglich ist. Um das nichtlineare Verhalten dieser Faktoren zu zeigen, wurden in diesem Fall auch Zwischenwerte mit einer Einflußbreite $l_y = 0.75 * l_x$ sowie $l_y = 0.25 * l_x$ berücksichtigt.

3.5.1.2 Querschnitte

Da im Auflagerbereich massive Betonbalken ausgeführt werden und im Feldbereich die Rippen mit Öffnungen ausgeführt werden, ergibt sich eine unterschiedliche Verteilung der Steifigkeiten. Das Trägheitsmoment des Balkens läßt sich dabei relativ einfach ausrechnen und es ergibt bei bekanntem, von der Betongüte abhängigen E-Modul, die Steifigkeit zu $E * I$
Im Regelbereich, mit den trapezförmigen Öffnungen und dem daraus resultierenden unterschiedlich hohen Betongurt hingegen, ergibt sich ein mit der Stabachse veränderliches Trägheitsmoment. Die genaue Bestimmung dieser Kenngröße ist aufwändig und vor allem im Stabwerksprogramm nur schwierig umsetzbar.
Aus diesem Grund wird ein Näherungswert ermittelt und mit diesem in weitere Folge die Berechnung durgeführt. Nach [9] ergibt sich die Steifigkeit für ein parallelgurtiges regelmäßiges Fachwerk zu

$$\frac{E * h^2}{\frac{1}{A_o} + \frac{1}{A_u}} \tag{3.6}$$

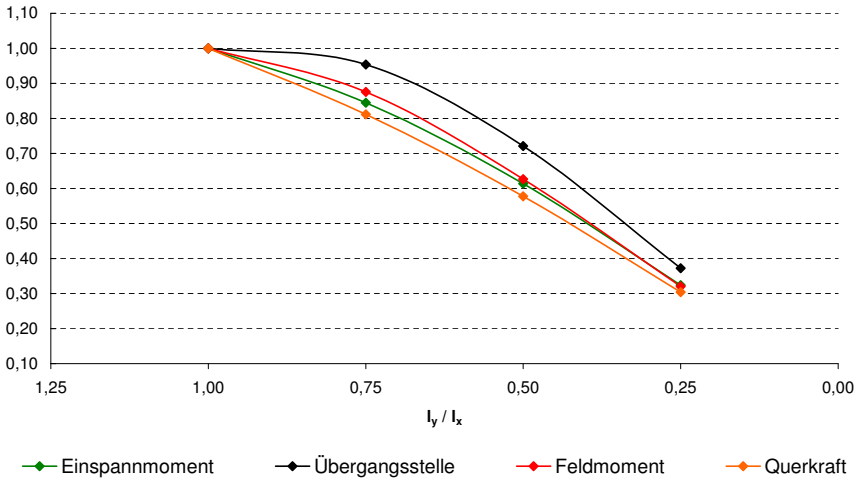


Abbildung 3.8: Abminderungsfaktoren beim ebenen Balkenmodell

Im hier betrachteten Fall ergeben sich bei der Annahme eines $15\,cm$ hohen Druckgurtes die Werte für

$$A_o = 40 * 15 = 600\,cm^2$$

und

$$A_u = 120 * 10 = 1200\,cm^2$$

und damit folgt aus Formel 3.6 mit $h = 60\,cm$ die Ersatzsteifigkeit zu

$$EI_F = \frac{E * 60^2}{\frac{1}{600} + \frac{1}{1200}} = E * 1.440 * 10^6\,cm^4$$

Im Vergleich dazu ergibt sich für den betrachteten Vollquerschnitt lt. Abbildung 3.9 im Randbereich die Steifigkeit zu

$$EI_B = E * 1.710 * 10^6\,cm^4$$

Damit ergibt sich ein Verhältnis der Steifigkeiten von

$$\frac{EI_B}{EI_F} = \frac{1.710}{1.440} \simeq 1.20$$

3.5.1.3 Schnittgrößenermittlung am Balkenmodell

Um die Vorgehensweise bei der Berechnung zu erläutern wird exemplarisch ein Querschnittstyp anhand eines Balkenmodells an einem quadratischen Deckenfeld untersucht.
Dabei ergeben sich die im Detail zu betrachtenden Punkte der Bemessung in den Bereichen, in denen die Bewehrung auf Grund der konstruktiven Gegebenheiten

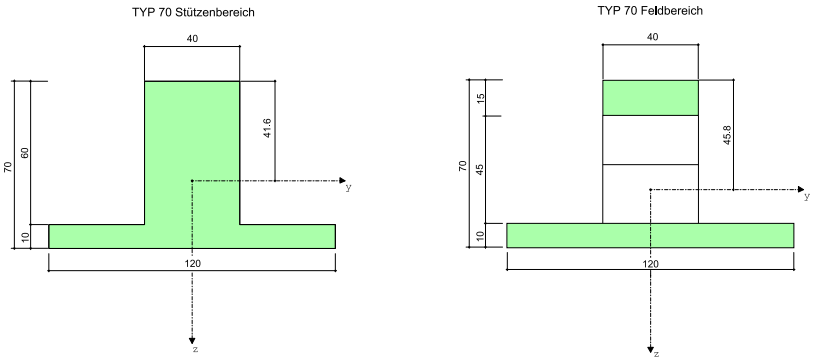


Abbildung 3.9: Querschnitt im Stützen- und Feldbereich

begrenzt ist. Dazu gehören die Bereiche an der Einspannstelle, dem Übergangsbereich vom massiven Balken auf das reguläre Deckenelement mit seinen vielen Öffnungen, den Druck- und Zugdiagonalen in Auflagernähe sowie der ersten freistehenden, hauptsächlich auf Biegung beanspruchten Vertikalen. Weiters muss der Druckgurt sowie die maximale Zugkraft im Felbereich überprüft werden. Im Bereich der Einspannung wird nicht der Maximalwert für die Berechnung herangezogen, sondern jener im Abstand von $20\,cm$, das entspricht der halben Breite der Hauptrippe, bzw. der Stütze.
Für die im Stabwerk auf Biegung beanspruchte Vertikale wird ein eigenes detailliertes Stabwerkmodell erstellt. Im Prinzip wird dabei das Moment auf zwei, oder erforderlichenfalls mehrere senkrecht stehende Bügel in Form eines Kräftepaares aufgeteilt. Die schräg verlaufenden Kräfte aus den Diagonalen werden dabei über Druckstreben bzw. Zugglieder abgetragen. Die Berechnung wird für den maßgebenden Fall im Anschluss an die Kontrolle des Balkenmodells durch das globale Stabwerkmodell durchgeführt.
Im ersten Schritt muss die auftretende Belastung ermittelt werden. Da es sich um ein quadratisches Deckenfeld mit einer Spannweite von $12.0\,m$ handelt, ergibt sich eine dreiecksförmige Belastung die in der Mitte des Feldes den Maximalwert aufweist. Sämtliche Modelle werden mit einer Einheitslast von $1\,KN/m^2$ belastet und so ergibt sich in diesem Fall bei einer Einflußbreite von $12.0\,m$ und der Lastabtragung über drei Rippen die dreiecksförmige Linienlast mit ihrem Maximum zu $4\,KN/m$. Bei der gegebenen Spannweite ergeben sich die Auflagerkräfte der einzelnen Rippen zu

$$\frac{1}{2} * [12.0 * 4.0 * 0.5] = 12.0\,KN$$

Da jedoch von den drei Rippen jeweils nur eine direkt zum Auflager bzw. zur Stütze geführt wird, müssen die Auflagerkräfte der beiden parallel laufenden Rippen indirekt in die Auflager übertragen werden. Dabei wird angenommen, dass jeweils die eine Hälfte der Auflagerkraft in die Längsrippe und die andere Hälfte in die Querrippen übertragen wird. Der Kraftfluss mit der resultierenden Auflagerkraft am Stützenfuß ist in Abbildung 3.10 dargestellt. Daraus ergeben sich die Einzellasten aus den Querrippen zu 24 und $36\,KN$. Zur besseren Übersicht werden in den Balkenmodell auch die direkt am Auflager angreifenden

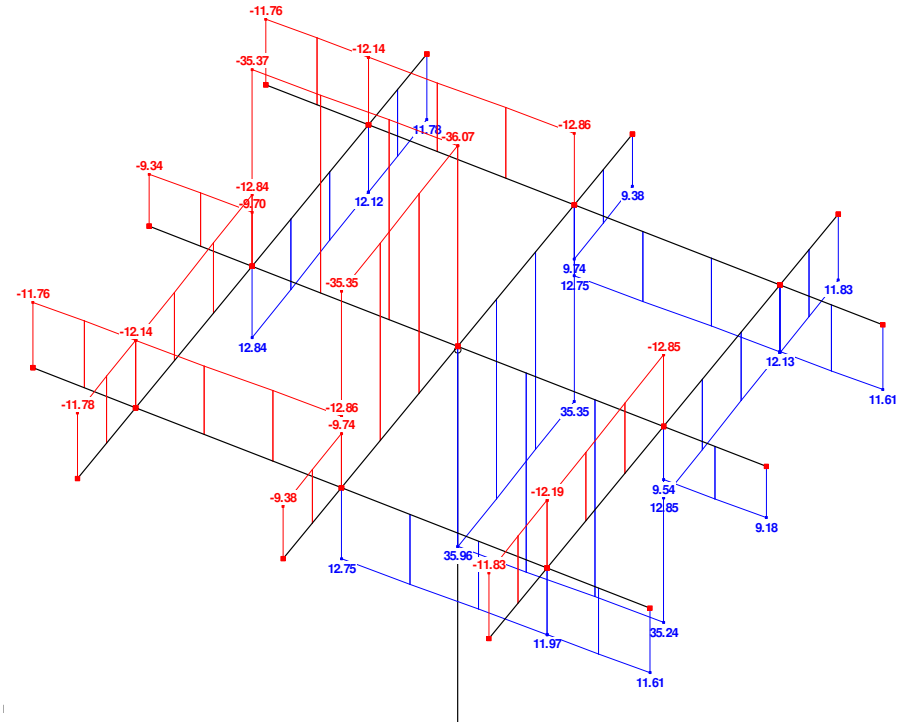


Abbildung 3.10: Kraftfluss im Auflagerbereich

Kräfte aufgebracht, obwohl sie keine Auswirkung auf die Berechnung haben. Dadurch ist aber eine schnelle Kontrolle der Belastungen über die Auflagerkraft möglich, da diese dann immer die Hälfte der gesamten Feldbelastung aufweisen muss. Das gilt für alle hier behandelten Lagerungsfälle und auch für die von der quadratischen Form abweichenden Deckenfelder.
Diese Berechnung wird für einen Querschnitt mit einer Höhe von $70\,cm$ durchgeführt. Es besteht die Möglichkeit den Balken als Ganzes zu sehen und die Schnittgrößenverläufe am Gesamtbalken in Abhängigkeit von der Stabachse zu ermitteln, nur sind die wichtigen Stellen der Schnittgrößen nicht sofort ersichtlich. Daher wird der Balken entsprechend der Vorgaben durch die Geometrie des Querschnitts vorweg unterteilt. Da ein Querschnitt mit der Höhe von $70\,cm$ zwei Öffnungen aufweist ergibt sich neben dem für alle Querschnitte geltenden Hauptrastermaß von $2.40\,m$ noch ein Unterraster von $1.20\,m$.
Ausgehend von einer Spannweite von $12.0\,m$ und einem günstig zu wählenden Abstand der drei Rippen im Auflagerbereich untereinander, kann man ein reguläres Element mit einer Länge von $4 * 2.40 = 9.60\,m$ verwenden. Damit ergibt sich der gesamte Längenausgleich zu $12.0 - 9.6 = 2.4\,m$. Daraus folgend beträgt der Achsabstand der Rippen an den Auflagern jeweils die Hälfte des Längenausgleiches, in diesem Fall $1.20\,m$, was als günstig angesehen werden kann.
Es wird angestrebt diesen Abstand in einem Bereich von $1.0\,m$ bis zu $1.8\,m$ auszubilden. Darunter ergeben sich ausführungstechnische Probleme, da die Rippen selbst eine Breite von $0.4\,m$ aufweisen und daher nur mehr ein lichter Raum von

unter $0.60\,m$ frei bleiben würde. Bei einer zu starken Vergrößerung des Abstandes geht die gemeinsame Tragwirkung der drei Rippen im Stützenbereich verloren und das gewählte Modell der Lastabtragung wäre zu ungenau.
Mit diesen geometrischen Vorgaben und der bekannten Belastung kann das Balkenmodell erstellt werden und die Schnittgrößen können an den ensprechenden Punkten direkt abgelesen werden.
Das System und ermittelte Schnittgrößen und das zu überlagernde Stabwerkmodell sind in Abbildung 3.11 ersichtlich. Aus Symmetriegründen ist nur das halbe System abgebildet.
Aus den somit gewonnenen Schnittgrößen können die erforderlichen Kräfte mit den Formeln aus Abschnitt 3.4.1 errechnet werden.
In Abbildung 3.12 ist ein Balken- sowie ein Stabwerkmodell mit den Bezeichnungen der Momentenpunkte und der Stäbe dargestellt. In weiterer Folge werden für sämtliche Berechnungen diese Bezeichnungen verwendet. Die Bezeichnungen für die Querkräfte lauten analog denen der Momente.
Die für die weitere Berechnung notwendigen Momenten- und Querkräfte sind in Abbildung 3.13 dargestellt.
Um das Biegemoment in der Vertikalen zu erhalten, ist es notwendig die ersten beiden Untergurtkräfte unter den Öffnungen zu berechnen und deren Summe mit dem Abstand von der Untergurtkraft, also der Bewehrungsachse bis zum Schnittpukt der Diagonalen mit der Vertikalen zu multiplizieren. Die Berechnung ist zwar für die weitere Bemessung nicht unbedingt notwendig, wird aber hier durchgeführt, da damit eine einfache Kontrolle der Werte aus dem ebenen Stabwerkmodell möglich ist. Die Vertikale selbst wird anhand der ermittelten Stabkräfte selbst an einem eigenen Stabwerkmodell nachgewiesen, eine direkte Berechnung aus dem Biegemoment alleine ist nicht möglich.
An der Einspannstelle wird das Moment im Abstand von $0.20\,m$ vom Auflager für die Berechnung verwendet und es ergibt sich unter Verwendung des inneren Hebelsarm mit $z = 0.60\,m$

$$N_{OG,0.2} = -\frac{M_{0.2}}{z} = -\frac{-49.84}{0.60} = 83.07\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{UG,0.2} = \frac{M_{0.2}}{z} = \frac{-49.84}{0.60} = -83.07\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

Die Untergurtkräfte unter den beiden Öffnungen errechnen sich einfach mit

$$N_{UG,1} = \frac{M_4}{z} = \frac{-7.29}{0.60} = -12.15\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{UG,2} = \frac{M_6}{z} = \frac{4.76}{0.60} = 7.93\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

weiters die maximale Untergurtkraft im Feldbereich

$$N_{UG,F} = \frac{M_F}{z} = \frac{19.76}{0.60} = 32.93\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

die Normalkraft im Übergangsbereich mit

$$N_{OG,U} = \frac{N_{UG,1} * e - M_3}{z - e} = \frac{(-12.15 * 0.254 - (-14.03))}{0.60 - 0.254} = 31.63\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

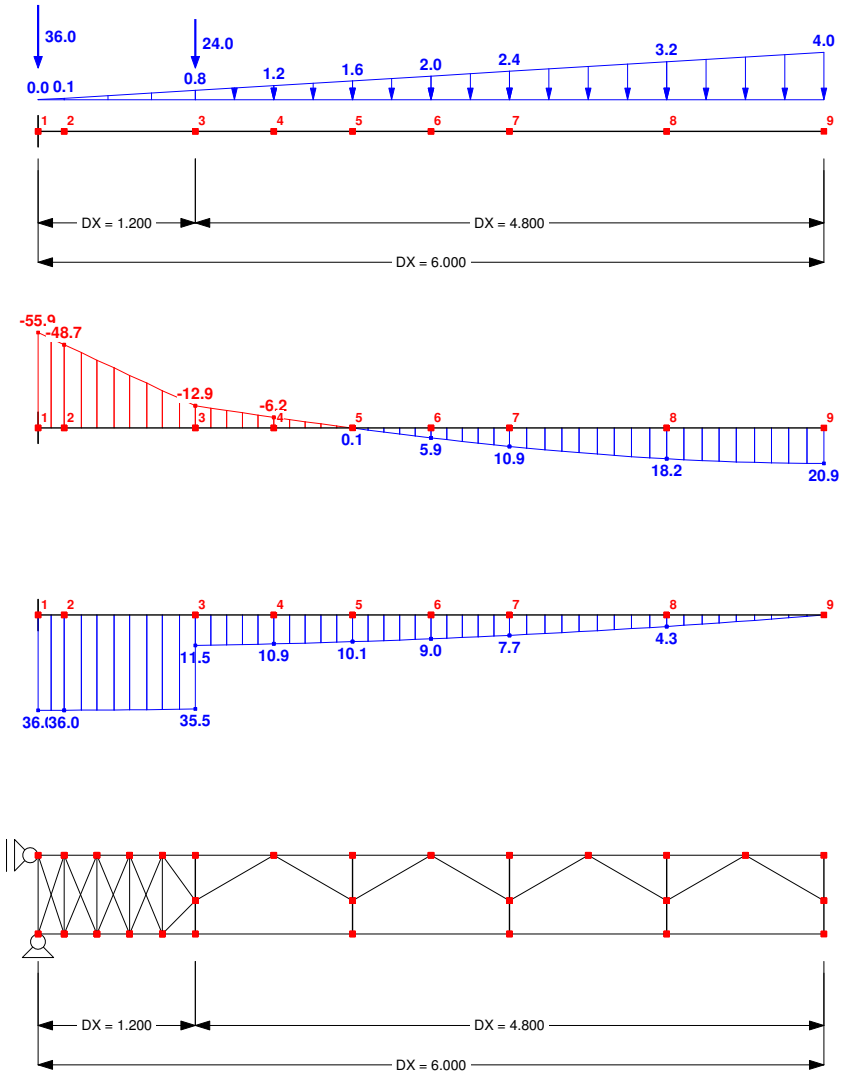
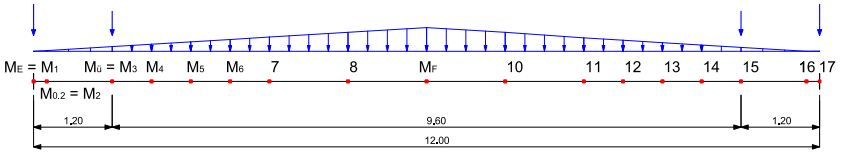
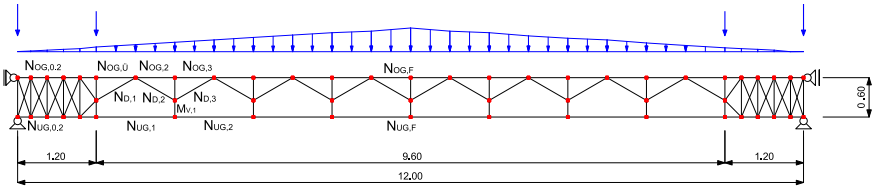


Abbildung 3.11: ebenes Balkenmodell mit Schnittgrößen



(a) Bezeichnungen Balkenmodell



(b) Bezeichnungen Stabwerkmodell

Abbildung 3.12: allgemeine Bezeichnungen für Balken- und Stabwerkmodell

$M_E = M_1$	$M_{0.2} = M_2$	$M_Ü = M_3$	M_4	M_5	M_6	M_F
-57,04	-49,84	-14,03	-7,29	-0,98	4,76	19,76
$Q_E = Q_1$	$Q_{0.2} = Q_2$	$Q_{Ül} = Q_{3l}$	$Q_{Ür} = Q_{3r}$	Q_4	Q_5	Q_6
36,00	35,99	35,52	11,52	10,92	10,08	9,00

Abbildung 3.13: Momenten und Querkräfte aus dem Balkenmodell

sowie die anschließenden Obergurtkräfte

$$N_{OG,2} = \frac{N_{UG,1} * e - M_5}{z - e} = \frac{(-12.15 * 0.254 - (-0.98))}{0.60 - 0.254} = -6.09 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{OG,3} = \frac{N_{UG,2} * e - M_5}{z - e} = \frac{(7.93 * 0.254 - (-0.98))}{0.60 - 0.254} = 8.65 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

und die Normalkraft im Obergurt des Feldbereichs zu

$$N_{OG,F} = -\frac{M_F}{z} = -\frac{19.76}{0.60} = -32.93 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

Mit den beiden Werten von $N_{UG,1}$ und $N_{UG,2}$ und der aus der Geometrie des verwendeten Querschnittstyp ersichtlichen Exzentrizität $e = 0.254\,m$ errechnet sich

$$M_{V,1} = (N_{UG,1} - N_{UG,2}) * e = (-(-12.15) + 7.93) * 0.254 = 5.10 \, \frac{KNm}{KN/m^2}$$

Es folgen die Kräfte in den Diagonalen über den Öffnungen. Diese sind jeweils mit einem Winkel von $\alpha = 30°$ gegen die Horizontale geneigt. Für die weitere Berechnung sind nur die ersten drei Diagonalen von Interesse, die anderen werden nicht benötigt. Da man bei der Berechnung der Querkräfte am Balkenmodell über die Stablänge einen veränderlichen Querkraftverlauf erhält, wird für diese Berechnung der Mittelwert aus beiden Werten verwendet. Damit ergibt sich

$$N_{D,1} = -\frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = -\frac{0.5 * (11.52 + 10.92)}{sin\,30} = -22.44 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

sowie

$$N_{D,2} = \frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = \frac{0.5 * (10.92 + 10.08)}{sin\,30} = 21.00 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{D,3} = -\frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = -\frac{0.5 * (10.08 + 9.00)}{sin\,30} = -19.80 \, \frac{KN}{KN/m^2}$$

Damit wären alle für die weitere Bemessung wichtigen Kräfte ermittelt und es folgt ein Vergleich der erhaltenen Werte mit den Ergebnissen aus dem ebenen Stabwerkmodell.
Da es sich bei der oben durchgeführten Berechnungsmethode bei einem statisch bestimmten Fachwerk um keine exakte Berechnung handelt, wird mit dem Stabwerkmodell nicht nur die Richtigkeit der erhaltenen Ergebnisse kontrolliert, sondern auch eventuelle Abweichungen von der genauen Berechnung. Damit soll gezeigt werden, ob eine Berechnung mit diesem einfachen Modell möglich wäre, oder ob die Ergebnisse auf der sicheren oder unsicheren Seite liegen.

3.5.1.4 Berechnung mittels ebenem Stabwerkmodell

Im ersten Schritt muss ein Modell generiert werden, dazu wird mittels der geometrischen Werte des verwendeten Querschnittstyps ein ebenes Stabwerkmodell,

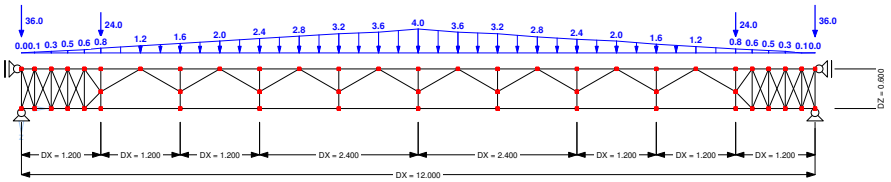


Abbildung 3.14: ebenes Stabwerkmodell TYP 70

bestehend aus Ober- und Untergurt, Diagonalen und auf Biegung beanspruchbare Vertikalstäbe erstellt. Die Diagonalen sind alle unter einem Winkel von 30° geneigt. Die Rastereinteilung ist vom Querschnittstyp abhängig und ist beim Stabwerk- und beim Balkenmodell selbstverständlich gleich. In Abbildung 3.14 ist das fertige Stabwerkmodell mit einem Querschnitt $h = 70\,cm$ abgebildet.
Der Bereich um die Auflager bzw. zwischen den Haupt- und Nebenrippen wurde feiner unterteilt und ausgekreuzt, um eine möglichst starre Ausbildung dieses Teils und der damit verbundenen gemeinsamen Tragwirkung der Rippen zu erreichen. Durch die feinere Teilung ergibt sich auch ein besser abgestufter Verlauf der Ober- und Untergurtkräfte, welcher auch eher dem stetigen Verlauf der aus dem Biegemoment abgeleiteten Gurtkräfte entspricht.
Die Belastung kann vom Balkenmodell übernommen werden und wird auch hier wieder für eine Flächenlast von $1\,KN/m^2$ angegeben.
In der Zusammenstellung in Abbildung 3.15 sind alle Ergebnisse getrennt für die Gurte, Vertikalen und Diagonalen grafisch dargestellt. Es wurde aus Symmetriegründen nur eine Tragwerkshälfte abgebildet.
Mit den so ermittelten Werten ist es nun möglich diese beiden ebenen Berechnungsmodelle zu vergleichen. In Tabelle 3.16 sind die Ergebnisse der Berechnungen aus dem Balken- und dem Stabwerkmodell gegenübergestellt. Die prozentuellen Abweichungen beziehen sich auf das Stabwerkmodell, welches mit 100 % angenommen wurde.
Dabei ist nun zu erkennen, dass die Modelle an einigen Stellen sehr gut übereinstimmen bzw. nur geringe Unterschiede auftreten. So liefern beide Berechnungsmodelle bei den Diagonalen fast idente Werte, die geringe Abweichung ist auf eine Verwendung von Gleichlasten anstelle der Aufbringung äquivalenter Punktlasten in den Knoten erklärbar. Dadurch entsehen linear veränderliche Querkraftverläufe über die Stablängen. Weiters ist das auftretende Moment in der Vertikalen vollkommen ident, obwohl die beiden für die Berechnung herangezogenen Untergurtkräfte vom Balkenmodell abweichen.
Die kritischen Punkte liegen eigentlich im Bereich der Zugglieder, da hier durch die geometrischen Vorgaben keine weitere Zugabe von Bewehrung möglich ist, müssen diese Bereiche genauer betrachtet werden. Darunter fallen die Einspannstelle im Obergurt, der Übergangsbereich vom Balken auf das Regelelement, der auf Zug belastete Feldbereich und die Diagonalen. An genau diesen Stellen liefert jedoch das Balkenmodell größere, bzw. idente Werte und liegt damit auf der sicheren Seite. Da es sich bei der hier vorgenommenen Berechnung nicht um eine Detailstatik, sondern um einen globalen Nachweis der möglichen Tragfähigkeit dieses Deckensystems und der damit verbundenen erzielbaren Spannweite handelt, sind die vereinfachten Berechnungsergebnisse für eine Beurteilung des

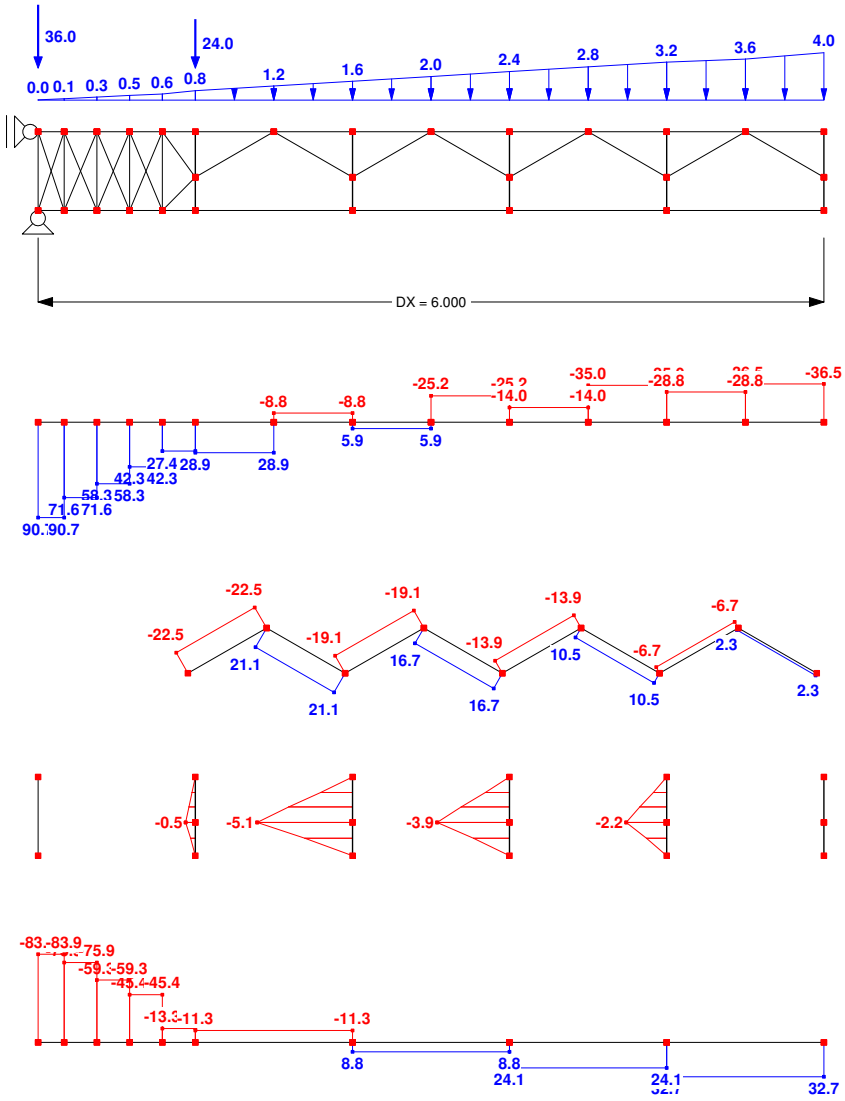


Abbildung 3.15: Schnittgrößen am Stabwerkmodell

		Balken	Stabwerk	Differenz
Obergurt	$N_{OG,0.2}$	83,07	71,63	13,8%
	$N_{OG,Ü}$	31,63	28,91	8,6%
	$N_{OG,2}$	-6,09	-8,83	-45,0%
	$N_{OG,3}$	8,65	5,91	31,7%
	$N_{OG,F}$	-32,93	-36,52	-10,9%
Untergurt	$N_{UG,0.2}$	-83,07	-75,89	8,6%
	$N_{UG,1}$	-12,15	-11,25	7,4%
	$N_{UG,2}$	7,93	8,83	-11,3%
	$N_{UG,F}$	32,93	32,70	0,7%
Diagonale	$N_{D,1}$	-22,44	-22,50	-0,3%
	$N_{D,2}$	21,00	21,06	-0,3%
	$N_{D,3}$	-19,18	-19,14	0,2%
Vertikale	$M_{V,1}$	5,10	5,10	0,0%

Abbildung 3.16: Ergebnisse der Berechnungsmodelle

Systems ausreichend.
Dies bedeutet aber lediglich, dass ein Balkenmodell zur Berechnung herangezogen werden kann, aber nicht, dass dieses Modell auch die tatsächliche Lastabtragung wiedergibt. Daher ist es in weiterer Folge notwendig, die hier erhaltenen Ergebnisse an räumlichen Modellen zu prüfen, um daraus Rückschlüsse auf die Ergebnisse aus den ebenen Berechnungen, zu erhalten.

Kontrolle der Vertikalen mittels Detailmodell Ein noch offener Punkt ist die detaillierte Betrachtung der auf Biegung belasteten Vertikalen mittels eines geeigneten Modells. Dazu werden die im globalen Stabwerkmodell errechneten Kräfte auf das Knotenmodell übertragen und so die Kräfte in den Bügeln sowie den Druckdiagonalen ermittelt. In Abbildung 3.17 ist ein Ausschnitt des zu untersuchenden Stabwerkbereichs mit den Kräften aus dem Stabwerkmodell abgebildet. Darunter ist das System des detaillierten Knotenmodells mit den entsprechenden Kräften zu sehen.
Der innere Helbelsarm, der durch die Bügel vorgegeben wird, errechet sich bei Annahme von zwei Lagen Bügel je Seite und $\emptyset\,12\,mm$ zu

$$z_B = b_V - 2 * c - 2 * d_p = 40.0 - 2 * 2.0 - 2 * 1.2 * 1.2 = 33.1\,cm$$

Dieser Hebelsarm ist in Abbildung 3.17 eingetragen.

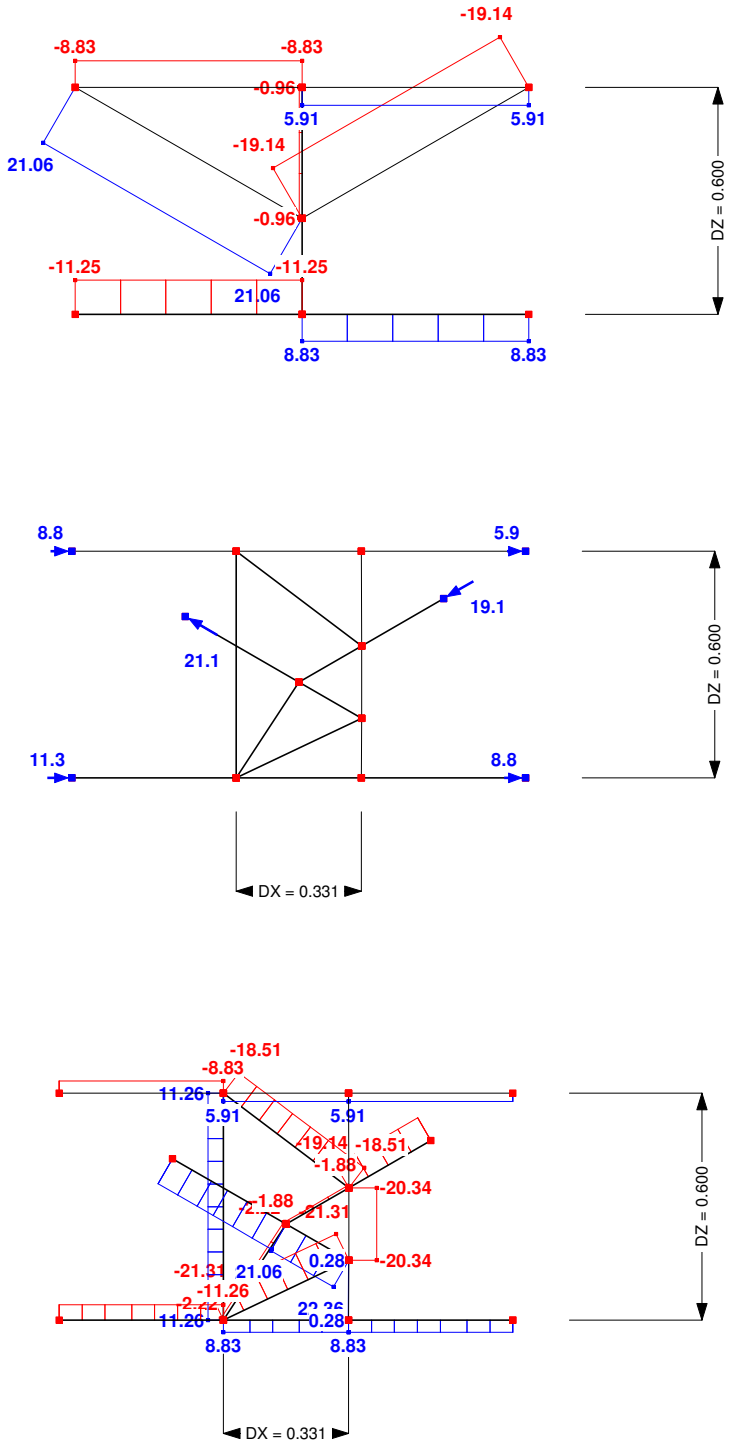


Abbildung 3.17: Knotenmodell

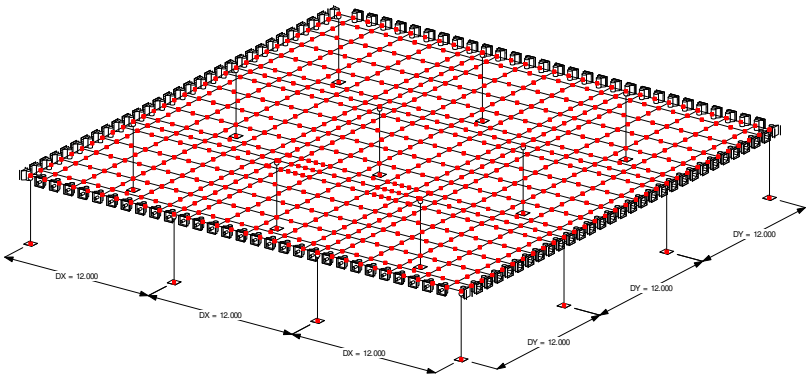


Abbildung 3.18: Geometrie des dreidimensionalen Balkenmodells

3.5.1.5 Kontrolle anhand eines räumlichen Balkenmodells

Um die räumliche Lastabtragung besser zu erkennen und um die Qualität der Ergebnisse durch die Verwendung von ebenen Berechnungsmodellen zu prüfen, ist es notwendig ein räumliches Balkenmodell zu erstellen. Um ein Deckeninnenfeld mit der richtigen Belastung darzustellen, ist es notwendig einen Deckenabschnitt mit jeweils drei Feldern in jeder Richtung, also insgesamt neun Feldern abzubilden.
Die Auflagerbedingungen würden sich zwar auch an einem Einzelfeld nachbilden lassen, jedoch fehlt dann bei der Betrachtung der Haupt- und Nebenrippen der Teil der Belastung vom angrenzenden Feld und damit ergeben sich zu geringe Schnittgrößen. Das Modell wird auf unten eingespannten Stützen gelagert, damit ist eine horizontale Unverschieblichkeit gewährleistet. Um aber über den innenliegenden Stützen eine freie Verdrehbarkeit zu gewährleisten wurde dort jeweils ein Stabgelenk eingeführt. Die Randbereiche des Deckenfeldes wurden mit entsprechenden Randbedingungen versehen und es ist damit eine Verdrehbarkeit der Ränder verhindert. Die vertikale Verformbarkeit wird dabei nicht behindert.
In Abbildung 3.18 ist das Deckenfeld der Übersichtlichkeit halber ohne Belastungen, diese beträgt wie bei den vorangegangenen Modellen wieder $1\,KN/m^2$, abgebildet.
Bei den weiteren Berechnungen braucht auf Grund des quadratischen Stützenrasters und der damit in beiden Spannrichtungen gleichen Schnittkraftverläufe immer nur der Stützenstreifen mit den drei dazwischen verlaufenden Rippen betrachtet werden.

3.5.1.6 Kontrolle durch ein räumliches Stabwerkmodell

Ein doch schon sehr aufwändiges Modell stellt das räumliche Stabwerkmodell dar und es setzt sich aus den bereits beim ebenen Modell verwendeten fachwerkartigen Trägern zusammen.

Da einerseits die vertikale Verschiebbarkeit außer an den Stützenauflagern nicht behindert werden darf und andererseits an den umlaufenden, äußeren Begrenzungen, eine mit der Einspannung am Balkenmodell vergleichbare Lagerung simuliert werden muss, ist besonders auf die Gestaltung dieser Bereiche zu achten. Dazu werden im Randbereich der Ober- und Untergurt in beiden horizontalen Richtungen festgehalten und somit an einer Verschiebung gehindert, in z-Richtung jedoch, also in Belastungsrichtung, liegen die Träger auf den kreuzenden Haupt- und Nebenrippen auf und sind somit indirekt gelagert.
Es wird eine Belastung von $1\,KN/m^2$ auf den gesamten Deckenbereich aufgebracht und damit die Schnittgrößen ermittelt. Es zeigen sich sehr ähnliche Ergebnisse wie bereits beim ebenen Balkenmodell. Besonders interessant ist hier auch wieder der Bereich, in dem die Nebenrippen in die Hauptrippen einmünden und ihre Lasten auf diese abtragen. Dieser Bereich des Obergurtes wird, stärker belastet als der parallel liegende Obergurt der Hauptrippe und ist daher für die mögliche Spannweite der Querschnittstypen auf Grund der beengten Platzverhältnisse zur Bewehrungsführung mitbestimmend.

3.5.1.7 Vergleich der Momentenverteilung einer Flachdecke mit dem räumlichen Balkenmodell

Zum Vergleich der aus dem räumlichen Balkenmodell erhaltenen Momentenverteilung bei einem Deckeninnenfeld, werden die Momente an einer Flachdecke nach zwei vereinfachten Verfahren ermittelt und den Ergebnissen aus dem räumlichen Balkenmodell sowie einem Trägerrost gegenübergestellt.

Variante I Bei der statischen Berechnung und Bemessung von Flachdecken, kann nach [6] ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Stützen- und Feldmomente herangezogen werden. Dazu wird das Deckenfeld, dessen Seitenverhältnis l_y/l_x den Wert 0.7 nicht überschreiten darf, in einen Gurt- und Feldbereich, wie in Abbildung 3.19 dargestellt, unterteilt.
Die an einem Balken, oder Rahmensystem ermittelten Momente werden mittels der in Abbildung 3.19 angegebenen Faktoren auf diese Gurt- und Feldstreifen aufgeteilt.
An einem beidseitig eingespannten Träger mit der Spannweite $l = 12.0\,m$ und einer Breite $b = 1.0\,m$ ergeben sich unter einer Belastung $q = 1.0\,KN/m^2$ die Momente an der Einspannstelle zu

$$m_s = -\frac{q * l^2}{12} = -\frac{1.0 * 12.0^2}{12} = -12.0\,KNm$$

und im Feldbereich zu

$$m_f = \frac{q * l^2}{24} = \frac{1.0 * 12.0^2}{24} = 6.0\,KNm$$

Damit können die Momente für die Flachdecke im Gurtstreifen über den Stützen zu

$$M_{S,S_I} = 2.1 * m_s = 2.1 * (-12.0) = -25.2\,KNm$$

und zwischen den Stützen zu

$$M_{S,F_I} = 1.25 * m_f = 1.25 * 6.0 = 7.5\,KNm$$

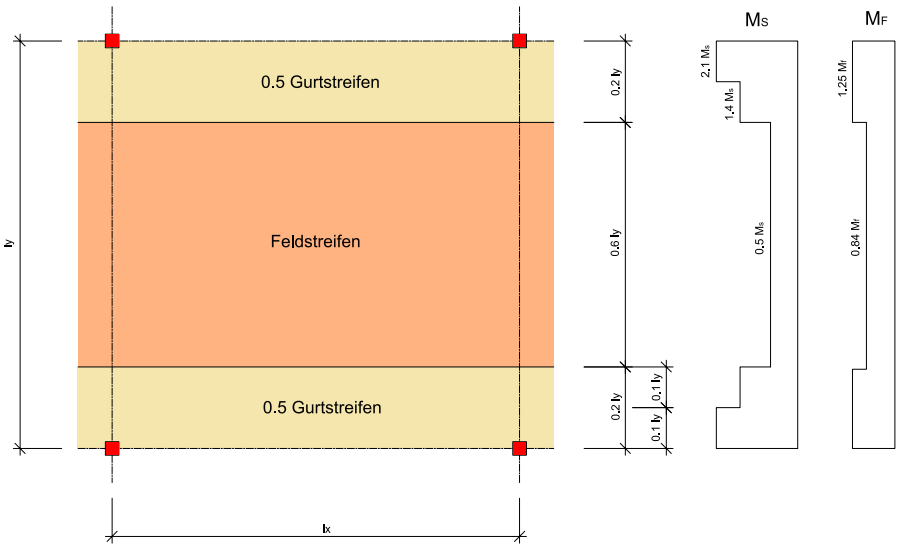


Abbildung 3.19: Einteilung des Deckenfeldes

ermittelt werden.
Im Feldstreifen ergibt sich im Bereich der Stützenachsen

$$M_{F,S_I} = 0.5 * m_s = 0.5 * (-12.0) = -6.0\,KNm$$

und weiters in Feldmitte

$$M_{F,F_I} = 0.84 * m_f = 0.84 * 6.0 = 5.0\,KNm$$

Variante II Eine weitere Möglichkeit die Momentenverteilung zu ermitteln, ist in [8] angegebenen. Dabei werden die Momente an den, in Abbildung 3.20 dargestellten Bereichen ermittelt.
Es ergibt sich im Stützenstreifen

$$M_{S,S_{II}} = -\frac{1}{3.3} * q * l^2 = -\frac{1}{3.3} * 1.0 * 12.0^2 = -43.6\,KNm$$

und

$$M_{S,F_{II}} = \frac{1}{17} * q * l^2 = \frac{1}{17} * 1.0 * 12.0^2 = 8.5\,KNm$$

Weiters im Feldstreifen

$$M_{F,S_{II}} = -\frac{1}{32} * q * l^2 = -\frac{1}{32} * 1.0 * 12.0^2 = -4.5\,KNm$$

und

$$M_{F,F_{II}} = \frac{1}{35} * q * l^2 = \frac{1}{35} * 1.0 * 12.0^2 = 4.1\,KNm$$

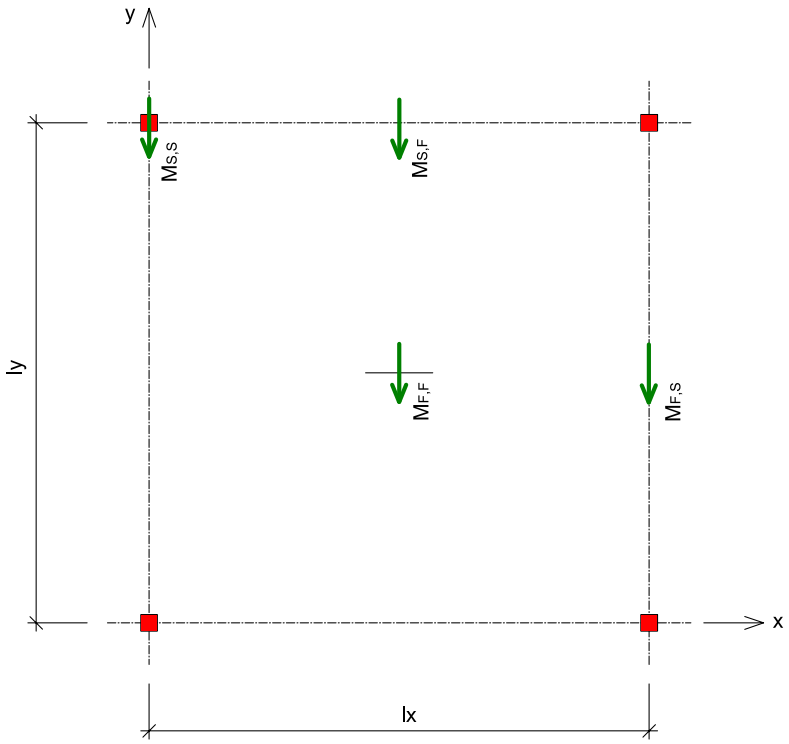
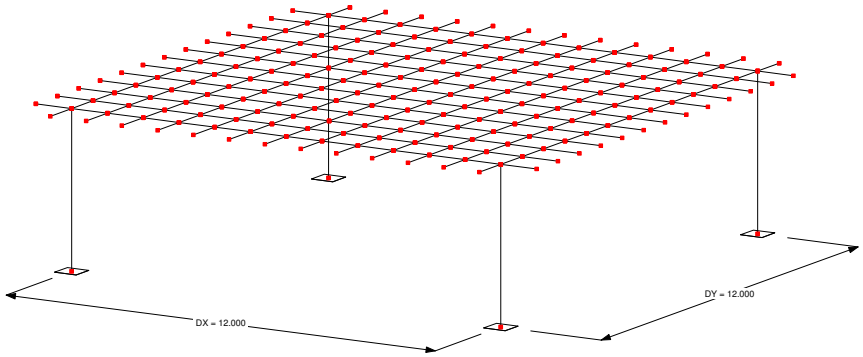
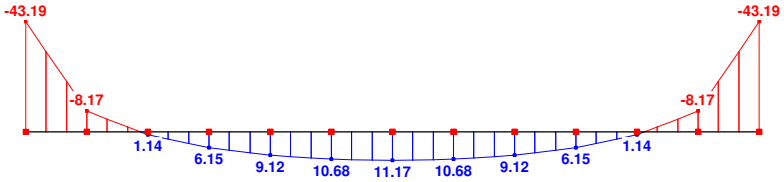


Abbildung 3.20: Deckenfeld



(a) System



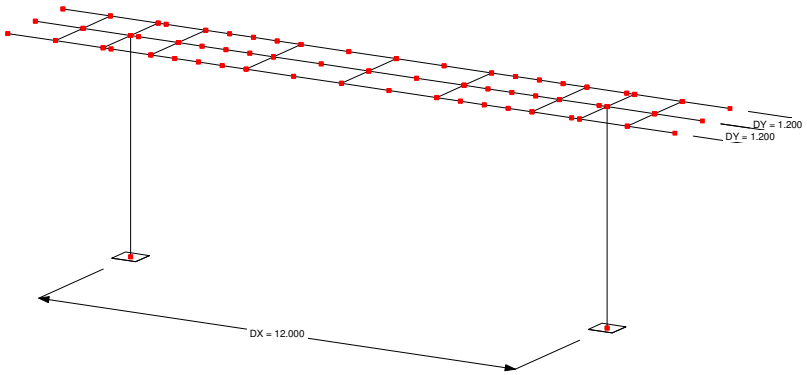
(b) M-Verlauf im Stützenbereich

Abbildung 3.21: Trägerrost

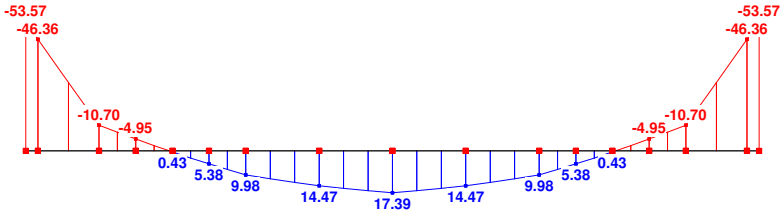
Trägerrost Mittels eines Stabwerkprogramms wird ein Trägerrost für ein allseits eingespanntes Deckeninnenfeld generiert und mit einer Einheitslast $q = 1.0\,KN/m^2$belastet. Die Träger weisen dabei einen Abstand von $1.0\,m$ auf und der Deckenraster beträgt $12 * 12\,m$.
Das System ohne Belastung, sowie der Momentenverlauf im Stützenbereich sind in Abbildung 3.21 dargestellt. Durch den quadratischen Stützenraster ist auch hier nur die Betrachtung einer Spannrichtung notwendig.

Räumliches Balkenmodell Zum Vergleich ist in Abbildung 3.22 die bei der Berechnung des Innenfeldes ermittelte Momentenverlauf im Stützenbereich dargestellt.
Die mit dem räumlichen Modell ermittelten Werte, beziehen sich immer auf einen einzelnen Balken und müssen für einen Vergleich mit den anderen Varianten auf einen Deckenstreifen mit einer Breite von $1.0\,m$ umgelegt werden. Der Balkenabstand im Stützenbereich beträgt $a_S = 1.2\,m$ und daher müssen die Momente aus dem Balkenmodell durch diesen Wert dividiert werden.

Zusammenstellung der Ergebnisse In Tabelle 3.23 sind die Ergebnisse aus den betrachteten Berechnungsmodellen zusammengefasst. Die Werte gelten für einen Deckenstreifen mit einer Breite von $1.0\,m$.
Die Feldbereiche müssen zur genaueren Berechnung mit anderen Berechnungsmodellen, oder Finite Elemente Programme untersucht werden. Da für die Er-



(a) System der Hauptrippen



(b) M-Verlauf im Stützenbereich

Abbildung 3.22: räumliches Balkenmodell

	Flachdecke I [KNm/m]	Flachdecke II [KNm/m]	Trägerrost [KNm/m]	3D Balkenmod. [KNm/m]
M_S	-25,2	-43,6	-43,2	-44,6
M_F	7,5	8,5	11,2	14,4

Abbildung 3.23: Vergleich der M-Verläufe

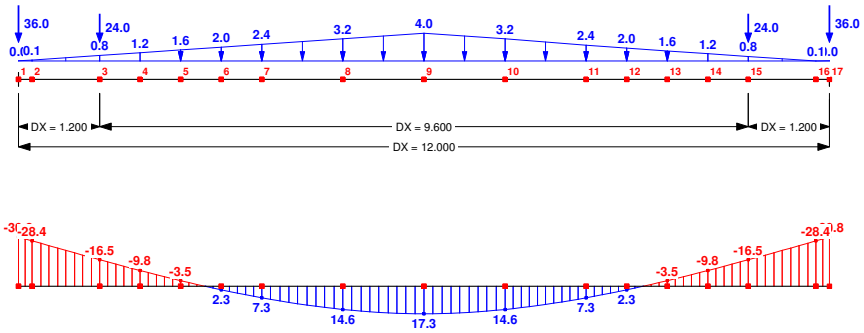
mittlung der maximal erreichbaren Spannweiten die Hauptträger die limitierenden Bauteile darstellen, ist eine genauere Untersuchung der Feldbereiche nicht notwendig und die verwendeten Balkenmodelle sind als genau genug anzusehen.

3.5.1.8 Gegenüberstellung der Ergebnisse

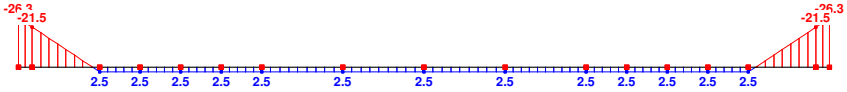
Beim Vergleich der Ergebnisse aus den dreidimensionalen Modellen mit denen aus dem ebenen Balken- und Stabwerkmodells stellt sich heraus, dass im Schnittpunkt der Nebenrippen die Biegemomente bzw. die Gurtkräfte deutlich höher ausfallen als dass der Hauptrippe.
In der ursprünglichen Annahme für die Belastung wurde die Flächenlast anteilig auf drei Rippen, einer Haupt- und zwei Nebenrippen verteilt und deren Auflagerreaktionen über eine indirekte Lagerung in die Hauptrippen weitergeleitet. Aus diesen Überlegungen entstand das allgemeine Lastmodell für die Berechnung und den Nachweis der Rippen. Aus den Betrachtungen der dreidimensionalen Modelle ist jedoch zu erkennen, dass im Bereich des Übergangs vom massiven Balken auf das Stabwerkmodell, also im Kreuzungspunkt der Nebenrippen die ursprüngliche Belastungsannahme für die Hauptrippe nicht 1:1 für die Berechnung der Nebenrippen übernommen werden kann.
Die auflagernahen Einzellasten alleine betrachtet verursachen einen linearen Momentenverlauf, welcher genau an den Stellen der Einzellasten Knicke aufweist und die Gesamtmomentenlinie nach unten drückt, dadurch sind nicht diese Momente an der Hauptrippe maßgebend, sondern jene an der gleichen Stelle der Nebenrippe, wo diese Einzelkräfte nicht auftreten. Abbildung 3.24 zeigt das System mit der Gesamtbelastung, darunter den Momentenverlauf aus der Dreiecksbelastung, so wie er sich auch auf der Nebenrippe ergibt und zusätzlich noch der Momentenanteil der Einzelkräfte sowie die Gesamtmomentenlinie der Hauptrippe.
Da das Moment an der Nebenrippe im Übergangsbereich, im direkten Vergleich zur Hauptrippe am ebenen Balkenmodell um etwa 20 % höher ausfällt, ist es zwingend notwendig, die Nebenrippen in diesem Punkt gesondert zu betrachten. Ein Vergleich der Ergbnisse ist in Tabelle 3.25 dargestellt. Es sind jeweils die größten und die kleinsten Werte farblich hervorgehoben.
In Tabelle 3.25 ist zu erkennen, dass die Schnittgrößen aus dem Balkenmodell im Bereich der Gurtkräfte sowohl im Einspannungs- als auch im Feldbereich am größten bzw. nur minimal geringer ausfallen.
Bei den Diagonalen und Vertikalen ergeben sich jedoch um etwa 7 % kleinere Werte. Hier mus bei der Verwendung der Schnittgrößen aus dem Balkenmodell darauf geachtet werden, ob diese Kräfte die maßgebenden Werte bei der Bestimmung der möglichen Spannweite darstellen, oder ob in diesem Bereich genügend Reserven bei den Stahleinlagen vorhanden sind.
Auf Grund der durch den Vergleich der verschiedenen Berechnungsmodelle gefundenen Erkenntnisse wird in weiterer Folge der Nachweis mit dem in der Berechnung sehr einfachen Balkenmodell geführt und in weiterer Folge auch die mögliche Spannweite der einzelnen Querschnittstypen ermittelt.

3.5.1.9 Bemessung

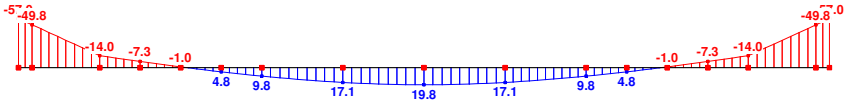
Um die Balken- und Stabwerkmodelle vielseitiger verwenden zu können, wurden für deren Berechnung immer nur eine Einheitslast von $1\,KN/m^2$ zugrunde



(a) M - Verlauf aus Gleichlast



(b) M - Verlauf aus Einzellasten



(c) M - Verlauf Gesmtbelastung

Abbildung 3.24: M-Verlauf bei Haupt- und Nebenrippe

		2D				3D				%
		BM HR	BM NR	SM HR	SM NR	BM HR	BM NR	SM HR	SM NR	max. Wert
Obergurt	$N_{OG,0.2}$	83,07	47,25	71,63	42,39	76,82	47,75	67,02	41,13	100,0%
	$N_{OG,Ü}$	31,63	35,82	28,91	33,60	25,06	35,99	24,47	32,46	99,5%
	$N_{OG,2}$	-6,09	-1,92	-8,83	-4,13	-7,23	-4,44	-10,77	-6,52	
	$N_{OG,3}$	8,65	12,81	5,91	10,61	5,36	11,48	3,13	8,72	
	$N_{OG,F}$	-32,93	-28,75	-36,52	-31,82	-28,85	-26,46	-33,13	-31,03	100,0%
Untergurt	$N_{UG,0.2}$	-83,07	-47,25	-75,89	-44,31	-76,83	-47,75	-69,62	41,82	100,0%
	$N_{UG,1}$	-12,15	-16,32	-11,25	-15,73	-8,28	-15,18	-7,14	-13,07	
	$N_{UG,2}$	7,93	3,75	8,83	4,35	8,88	6,50	11,83	7,73	
	$N_{UG,F}$	32,93	28,76	32,67	28,19	28,85	26,46	29,37	27,18	100,0%
Diagonale	$N_{D,1}$	-22,44	-22,44	-22,50	-22,50	-18,98	-23,84	-20,95	-23,15	94,1%
	$N_{D,2}$	21,00	21,00	21,06	21,06	17,90	22,58	19,72	21,83	93,0%
	$N_{D,3}$	-19,18	-19,18	-19,14	-19,14	-16,46	-20,78	-18,22	-19,79	92,3%
Vertikale	$M_{V,1}$	5,10	5,10	5,10	5,10	4,36	5,51	4,81	5,28	
	$N_{V,1}$	11,25	11,25	11,26	11,26	9,61	12,14	10,60	11,65	92,7%
	$N_{V,2}$	-20,26	-20,32	-20,36	-20,36	-17,36	-21,73	-19,06	-21,11	93,5%

Abbildung 3.25: Ergebnisse

Zugglieder				Druckstreben			
Bez.	N	Lastfaktor	N_d	Bez.	N	Lastfaktor	N_d
$N_{OG,0.2}$	83,07	20,0	1661,4	$N_{UG,0.2}$	-83,07	20,0	-1661,4
$N_{OG,U}$	35,82	20,0	716,4				
$N_{UG,F}$	32,93	20,0	658,6	$N_{OG,F}$	-32,93	20,0	-658,6
$N_{D,2}$	21,00	20,0	420,0	$N_{D,1}$	-22,44	20,0	-448,8
$N_{V,1}$	11,25	20,0	225,0	$N_{V,2}$	-20,26	20,0	-405,2

Abbildung 3.26: Bemessungsschnittgrößen

gelegt. Um die maßgebenden Schnittgrößen für die weitere Berechnung zu erhalten, müssen diese Ergebnisse mit der tatsächlich auftretenden Gesamtbelastung multipliziert werden. Diese Multiplikatoren sind abhängig vom verwendeten Querschnittstyp, Abbildung 3.1 zu entnehmen. Bei einem Querschnitt mit der Gesamthöhe von $70\,cm$ ergibt sich $Q_d = 20.0\,KN/m^2$. Damit kann der Nachweis mit den in Abbildung 3.26 zusammengefassten Bemessungsschnittgrößen geführt werden.
Der Nachweis umfaßt einen Vergleich der erforderlichen Bewehrung sowie der Betondruckzonen mit den vorhandenen bzw. maximal einlegbaren Bewehrungsquerschnitten. Überschreiten die errechneten Bemessungsschnittgrößen die vorhandenen Wiederstände an keiner Stelle des Tragsystems, so gilt der Nachweis als erfüllt.
Die allgemeine Nachweisführung nach [1] lautet

$$S_d \leqq R_d$$

Bei jedem der drei Hauptlagerungsfälle sind auf Grund der unterschiedlichen Momenten- und Querkraftverläufe, verschiedene Bereiche auf deren Tragfähigkeit zu kontrollieren. Im vorliegenden Fall des allseits eingespanneten Innenfeldes sind dies die Gurte an der Einspannung, der Übergang vom massiven Balken auf das Regelelement, die Zug- und Druckdiagonalen über der ersten Öffnung, sowie die erste freistehende Vertikale und die Gurte im Feldbereich.
Weiters ist die Aufnahme der Querkraft im Auflagerbereich und die indirekte Lagerung der kreuzenden Rippen im Auflagerbeich zu prüfen.

Nachweis der Zugglieder Die erforderliche Bewehrung im Obergurt an der Einspannung ergibt sich nach [4] zu

$$A_{s,E,erf} = \frac{N_{OG,0.2,d}}{f_{yd}} = \frac{1661.4}{47.8} = 34.8\,cm^2 \leq 53.1\,cm^2 = A_{s,E,vorh}$$

und im Übergangsbereich

$$A_{s,U,erf} = \frac{N_{OG,U,d}}{f_{yd}} = \frac{716.4}{47.8} = 15.0\,cm^2 \leq 25.1\,cm^2 = A_{s,U,vorh}$$

weiters im Untergurt des Feldbereiches

$$A_{s,F,erf} = \frac{N_{UG,F,d}}{f_{yd}} = \frac{658.6}{47.8} = 13.8\,cm^2 \leq 22.1\,cm^2 = A_{s,F,vorh}$$

Die Diagonalen müssen in Hinblick auf die etwas auf der unsicheren Seite liegenden Bemessungswerte aus dem ebenen Balkenmodell ganauer betrachtet werden und müssen, falls der Auslastungsgrad der Bewehrung zu hoch wäre, mit den Bemessungswerten aus dem räumlichen Balkenmodell verglichen werden.
Es ergibt sich für die maßgebende Diagonale

$$A_{s,D_2,erf} = \frac{N_{D_2,d}}{f_{yd}} = \frac{420.0}{47.8} = 8.8\,cm^2 \leq 13.6\,cm^2 = A_{s,D,vorh}$$

wodurch sich ein Auslastungsgrad von 65 % ergibt, wodurch einer Abweichung des Bemessungswertes von 7 % eine Reserve von 35 % gegenübersteht. Daher kann auch hier der Nachweis als erbracht angesehen werden.
Die Bewehrung in der Vertikalen ergibt sich noch zu

$$A_{s,V_1,erf} = \frac{N_{V_1,d}}{f_{yd}} = \frac{225.0}{47.8} = 4.7\,cm^2 \leq 13.6\,cm^2 = A_{s,V,vorh}$$

und liegt damit ebenfalls deutlich unter den Maximalwerten.

Nachweis der Druckstreben Der Nachweis der Druckstreben erfolgt analog zu den Zugstreben. Da kein Querzug auftritt, kann f_{yd}ohne Abminderung für die Bemessung herangezogen werden. Beginnend an der Einspannstelle ergibt sich die erforderliche Betonquerschnittfläche nach [4] im Untergurt zu

$$A_{c,E,erf} = \frac{N_{UG,0.2,d}}{f_{cd}} = \frac{1661.4}{2.25} = 738.4\,cm^2 \leq 10.0{*}120.0 = 1200.0\,cm^2 = A_{c,E,vorh}$$

und im Obergurt des Feldbereichs zu

$$A_{c,F,erf} = \frac{N_{OG,F,d}}{f_{cd}} = \frac{658.6}{2.25} = 292.7\,cm^2 \leq 15.0 * 40.0 = 600.0\,cm^2 = A_{c,F,vorh}$$

Bei den Diagonalen muss wieder auf die etwas zu geringen Bemessungswerte Rücksicht genommen werden, wobei sich die maßgebende Diagonale zu

$$A_{c,D_1,erf} = \frac{N_{D_1,d}}{f_{cd}} = \frac{448.8}{2.25} = 199.5\,cm^2 \leq 12.0 * 40.0 = 480.0\,cm^2 = A_{c,D,vorh}$$

ergibt und damit noch ausreiched große Tragreserven aufweist.
Die Vertikale wird ebenfalls mit einer Druckkraft belastet und es folgt

$$A_{c,V_2,erf} = \frac{N_{V_2,d}}{f_{cd}} = \frac{405.2}{2.25} = 180.1\,cm^2 \leq 12.0 * 40.0 = 480.0\,cm^2 = A_{c,V_2,vorh}$$

Damit sind alle maßgebenden Zug- und Druckglieder nachgewiesen und die Ergebnisse unter Angabe des entsprechenden Ausnutzugsgrades sind in Abbildung 3.27 zusammengefasst.
Auf Grund dieser ersten Bemessung und der daraus ersichtlichen Ausnutzungsgrade, kann für die weitere Vorgehensweise angenommen werden, dass die Zugglieder im Bereich der Einspannung, der Übergangsbereich und die Diagonalen die maximale Spannweite limitieren werden. Ihre Auslastung liegt bei Verwendung eines $70\,cm$ hohen Querschnitt bei ca. 65 %. Da sich die Erhöhung der Spannweite beim Biegemoment immer um eine Potenz höher als bei der

Zugglieder				Druckstreben			
Bez.	$A_{s,erf}$	$A_{s,vorh}$	Auslastung	Bez.	$A_{c,erf}$	$A_{c,vorh}$	Auslastung
$N_{OG,0.2}$	34,80	53,1	65,5%	$N_{UG,0.2}$	738,40	1200,0	61,5%
$N_{OG,U}$	15,00	25,1	59,8%				
$N_{UG,F}$	13,80	22,1	62,4%	$N_{OG,F}$	292,70	600,0	48,8%
$N_{D,2}$	8,80	13,6	64,7%	$N_{D,1}$	199,50	480,0	41,6%
$N_{V,1}$	4,70	13,6	34,6%	$N_{V,2}$	180,10	480,0	37,5%

Abbildung 3.27: Ausnutzungsgrad der Zug- und Druckglieder

Gleichlast auswirkt, wird der Ausnutzungsgrad der Diagonalen mit steigender Spannweite nicht so schnell wie bei den von den Momenten abhängigen Gurten ansteigen.
In weiterer Folge soll nun ermittelt werden, für welche Spannweiten die in Kapitel 2 dargestellten Querschnitte geeignet sind. Um die mögliche Spannweite nicht nur mit dem verwendeten Querschnitstyp, sondern auch mit Auswirkung der Einflussfläche in Verbindung zu bringen, werden für eine Reihe von ausgesuchten Querschnitten neben dem quadratischen auch ein rechteckiges Deckenfeld mit einem Seitenverhältnis von $l_x : l_y = 2 : 1$ untersucht.
Diese weiteren Berechnungen erfolgen auf Grund der empirischen Vorgehensweise mittels Tabellenkalkulation. Dabei werden mit steigender Spannweite die erforderlichen Querschnitte mit vorhandenen verglichen und somit der Grenzwert für diesen Lagerungsfall ermittelt.
In Abbildung 3.28 sind die Ergebnisse der Nachweise für die möglichen Querschnitte bei einem quadratischen Raster tabellarisch aufgeführt. Grau hinterlegte Werte überschreiten die zulässigen Zug- oder Druckspannungen im Querschnitt.
Die Ergebnisse der Berechnung an einem rechteckigen Deckenfeld mit $l_x : l_y = 2 : 1$ sind in Abbildung 3.29 dargestellt.
Es ist zu erkennen, dass sich manche Querschnitte von ihrer Tragfähigleit her überschneiden und teilweise der nächst größere Querschnittstyp keine Vergrößerung der Spannweite bringt. Dieser Effekt entsteht durch die Vorgaben der Geometrie und der damit verbundenen Unterraster. Von diesem Raster hängt der Abstand der Haupt- und Nebenrippen im Stützenbereich und damit auch der Angriff der Einzellasten ab.
Bei gleicher Spannweite liefert ein kleinerer Randabstand der Einzellast bei gleicher Spannweite und Belastung, ein deutlich kleineres Biegemoment an der Einspannung und im Feld. Dadurch ist jedoch der Momentenverlauf bei Verwendung großer Querschnitte mit nur einer Öffnung und dem damit verbundenen großen Rastermaß starken Schwankungen im Feld- und Randbereich unterworfen. Da dieser Randbereich sich in der Regel in einem Breich von $1.0\,m$ bis ca.$1.8\,m$ bewegt, ist in Abbildung 3.30 ein Vergleich der möglichen Schwankungsbreite an einem Feld mit einer Spannweite von $12\,m$ und identer Belastng dargestellt. Es ist zu erkennen, dass das Moment bei einem Randabstand von $1.8\,m$ an der Einspannstelle um 27 % und im Feldbereich um 18 % höher ist als bei einem Randabstand von nur $1.0\,m$. Im Gegenzug ist das Moment an der kritischen Übergangsstelle vom Balken auf das Regelelement fast verschwunden und es

		Zugglieder					Druckstreben			
TYP 45	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	37,1	8,8	14,2	5,4		787,7	301,4	123,4	105,8
	11,0	42,1	16,3	16,9	7,1		894,7	359,5	157,1	142,2
	12,0	55,4	21,0	22,0	8,5		1177,2	466,7	187,4	171,5
	13,0	71,2	26,4	27,9	10,0		1513,3	593,3	220,2	203,4
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 50	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	33,1	5,8	12,7	5,6		423,3	164,5	90,9	73,0
	11,0	37,6	13,5	15,1	7,2		495,3	200,8	118,0	102,7
	12,0	49,5	17,2	19,6	8,7		651,3	260,7	140,8	124,6
	13,0	63,7	21,6	25,0	10,2		836,6	331,7	165,5	148,4
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 60	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	40,7	15,9	16,1	8,6		863,9	342,5	194,5	165,4
	13,0	48,3	22,2	19,8	10,4		1026,8	421,5	232,3	204,5
	14,0	56,6	29,8	24,2	12,3		1202,9	514,5	272,8	246,5
	15,0	81,7	30,2	31,5	13,7		1736,1	668,9	305,8	272,5
	16,0	93,9	39,6	37,2	15,9		1995,2	790,2	352,6	320,7
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 70	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	34,8	15,0	13,8	8,8		738,4	292,7	199,5	169,6
	13,0	41,3	20,6	17,0	10,6		877,6	360,3	238,2	209,8
	14,0	48,4	27,4	20,7	12,6		1028,1	439,7	279,8	252,8
	15,0	69,8	27,9	26,9	14,1		1483,9	571,7	313,6	279,5
	16,0	80,3	36,3	31,8	16,4		1705,3	675,4	361,6	328,9
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 80	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	30,5	14,4	12,1	9,0		648,7	257,2	204,5	173,8
	13,0	36,3	19,5	14,9	10,9		771,1	316,5	244,2	215,0
	14,0	42,5	25,7	18,2	13,0		903,3	386,3	286,8	259,1
	15,0	61,4	26,4	23,6	14,4		1303,7	502,3	321,4	286,5
	16,0	70,5	34,1	27,9	16,8		1498,3	593,4	370,6	337,1
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 90	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	14,0	39,2	19,9	16,8	12,3		832,8	356,2	294,9	208,9
	15,0	56,6	20,1	21,8	13,6		1201,9	463,1	329,5	228,1
	16,0	77,0	19,7	28,2	14,8		1636,1	599,5	364,0	247,3
	17,0	74,0	34,0	30,3	18,8		1572,6	643,0	437,0	341,8
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 100	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	14,0	35,3	19,3	15,1	12,5		750,5	321,0	299,0	211,8
	15,0	51,0	19,6	19,6	13,7		1083,2	417,3	334,0	231,3
	16,0	69,4	19,5	25,4	15,0		1474,5	540,3	369,1	250,7
	17,0	66,7	32,7	27,3	19,0		1417,3	579,5	443,1	346,5
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 110	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	14,0	32,2	18,8	13,8	12,6		684,7	292,8	303,1	214,7
	15,0	46,5	19,3	17,9	13,9		988,2	380,8	338,6	234,4
	16,0	63,3	19,3	23,2	15,2		1345,2	492,9	374,1	254,2
	17,0	60,9	31,6	24,9	19,3		1293,0	528,7	449,1	351,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0

Abbildung 3.28: Nachweis Innenfeld für $l_x : l_y = 1 : 1$

		Zugglieder					Druckstreben			
TYP 45	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	34,3	14,5	13,7	6,2		728,6	291,7	137,8	121,9
	13,0	44,1	18,2	17,5	7,3		936,0	371,1	162,0	145,2
	14,0	49,1	27,6	20,9	8,9		1043,7	444,5	194,3	180,3
	15,0	68,8	27,5	26,8	9,8		1461,8	569,9	216,3	197,8
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 50	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	30,7	12,4	12,3	6,3		651,3	260,7	140,8	124,6
	13,0	39,4	15,5	15,6	7,4		836,6	331,7	165,5	148,4
	14,0	43,9	24,7	18,7	9,1		932,9	397,3	198,5	184,2
	15,0	61,5	23,3	24,0	10,0		1306,6	509,4	221,0	202,1
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 60	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	13,0	30,3	15,4	12,5	7,5		644,6	265,7	171,3	143,5
	14,0	36,1	20,8	14,9	9,0		766,0	315,8	202,0	175,8
	15,0	50,5	20,8	19,7	9,9		1072,8	418,3	224,5	191,2
	16,0	58,7	27,5	23,4	11,6		1246,8	497,5	260,2	228,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 70	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	13,0	25,9	14,4	10,7	7,7		551,0	227,1	175,6	147,2
	14,0	30,8	19,2	12,7	9,2		654,7	269,9	207,2	180,3
	15,0	43,2	19,3	16,8	10,1		916,9	357,5	230,2	196,1
	16,0	50,2	25,3	20,0	11,9		1065,6	425,2	266,8	234,1
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 80	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	13,0	22,8	13,7	9,4	7,9		484,1	199,5	180,0	150,9
	14,0	27,1	18,1	11,2	9,5		575,2	237,1	212,4	184,8
	15,0	37,9	18,4	14,8	10,4		805,6	314,1	236,0	201,0
	16,0	44,1	23,8	17,6	12,2		936,2	373,6	273,5	240,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 90	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	15,0	35,0	13,8	13,6	9,3		742,7	289,6	239,4	144,0
	16,0	46,7	13,3	17,4	10,0		991,6	369,6	261,7	153,6
	17,0	46,8	23,7	19,1	13,3		993,5	406,8	321,4	227,5
	18,0	61,5	23,4	23,6	14,3		1306,0	500,4	349,6	241,6
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 100	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	15,0	31,5	13,5	12,3	9,5		669,3	261,0	242,7	146,0
	16,0	42,1	13,2	15,7	10,2		893,6	333,1	265,3	155,7
	17,0	42,1	22,8	17,3	13,5		895,4	366,6	325,9	230,7
	18,0	55,4	22,7	21,2	14,5		1177,0	451,0	354,5	245,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 110	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	15,0	28,7	13,3	11,2	9,6		610,6	238,1	246,1	148,0
	16,0	38,4	13,1	14,3	10,3		815,3	303,9	269,0	157,9
	17,0	38,5	22,2	15,7	13,5		816,9	334,5	330,3	233,8
	18,0	50,5	22,2	19,4	14,7		1073,8	411,4	359,3	248,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0

Abbildung 3.29: Nachweis Innenfeld für $l_x : l_y = 2 : 1$

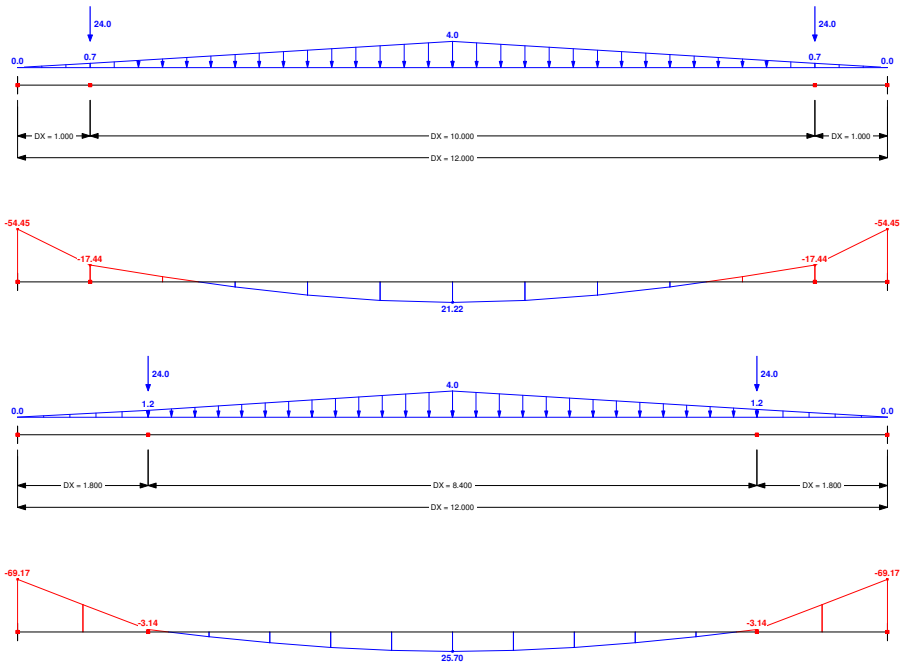


Abbildung 3.30: Vergleich der M-Verläufe

wird entweder der Einspann- oder der Feldbereich maßgebend werden.

3.5.1.10 Darstellung der Ergebnisse

Unter Verwendung der Ergebnisse aus den Abbildungen 3.28 und 3.29 kann nun ein Diagramm für die Vorbemesung des Deckensystems erstellt werden.
In Abbildung 3.31 ist nun der mögliche Spannweitenbereich für das Deckensystem bei einer Lagerung, wie sie bei einem Deckeninnenfeld vorliegt, dargestellt.

Daraus kann man erkennen, dass die maximale Spannweite des Deckensystems für ein quadratisches Deckenfeld bei ca. $15\,m$ und bei einem rechteckigen Deckenabschnitt mit einem Verhältnis von $l_x : l_y = 2 : 1$, bei etwa $17\,m$ liegt.
Darüber ist auch mit höheren Querschnitten unter den gegebenen geometrischen Abmessungen der Querschnitte keine Steigerung mehr möglich. Zwar wären rein von der Betrachtung des Biegemomentes her, noch deutlich größere Spannweiten möglich, doch geraten die Diagonalen an die Grenzen ihrer Tragfähigkeit.
Allgemein kann gesagt werden, dass die eher niedrigen Querschnitte durch ihren geringeren inneren Hebelsarm in der Momentenabtragung begrenzt sind und die höheren durch die sehr flachen Diagonalen in ihrer Querkrafttragfähigkeit limitiert sind.
In Abbildung 3.32 sind die für ein quadratisches Deckenfeld maßgebenden Bereiche im Vergleich mit der resultierenden Grenzkurve dargestellt.

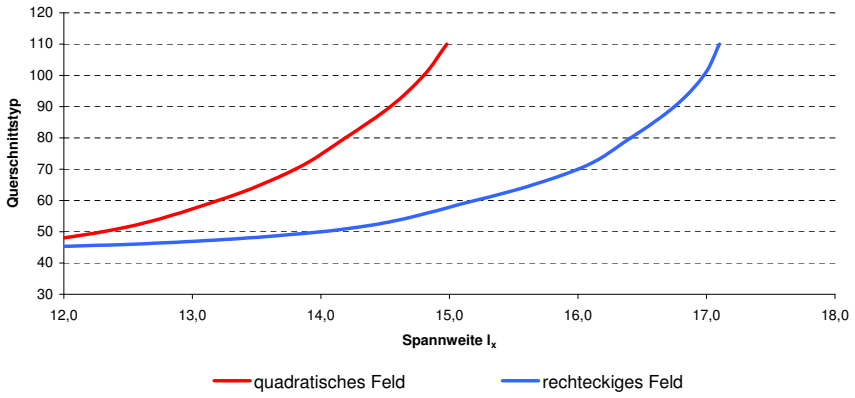


Abbildung 3.31: Anwendungsbereich beim Innenfeld

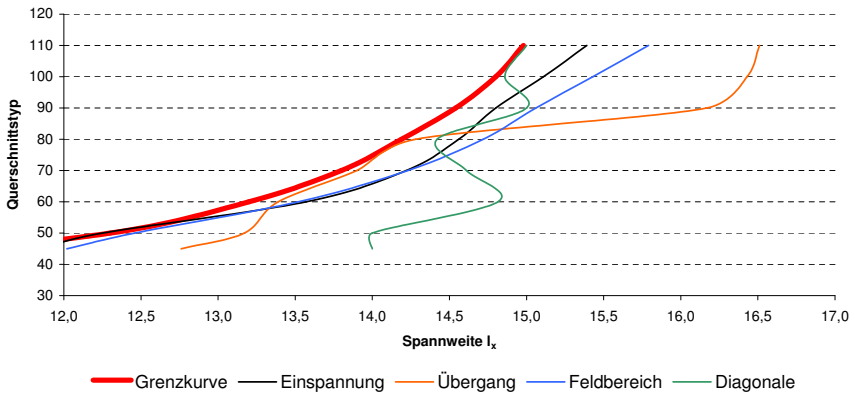


Abbildung 3.32: Auslastungsgrad beim Innenfeld

3.5.2 Randfeld

3.5.2.1 Allgemeines

Einen weitereren grundlegenden Lagerungsfall, wie er bei einer Decke auftreten kann, stellt das sogenannte Rand- oder Endfeld dar. Dieses wird an einem Ende fest eingespannt und das andere frei drehbar angenommen, es handelt sich daher ebenfalls um ein statisch unbestimmt gelagertes System.
Erfahrungsgemäß ist bei Durchlaufsystemen das Moment über der vorletzten Stütze etwas höher, als das über den Innenstützen und durch das fehlende Stützmoment am anderen Ende, wird bei gleichem Momentendurchhang, auch das Feldmoment größere Werte als der beidseitig eingespannte Fall aufweisen.
Um zu sehen welche Querschnitte maßgebend sind, wird exemplarisch ein Randfeld mit einer Spannweite von $12.0\,m$ untersucht.
Für die Berechnung wird wieder ein ebenes Balken- sowie ein Stabwerkmodell herangezogen und anschließend werden die Ergebnisse mittels der räumlichen Berechnungsmodelle kontrolliert.

3.5.2.2 Querschnitte

Es kommen die gleichen Querschnitte wie beim Innenfeld zur Anwendung und es können die Werte für die Steifigkeiten aus Punkt 3.5.1.2 entnommen werden.

3.5.2.3 Schnittgrößen am Balkenmodell

Grundsätzlich wird die anteilige Flächenlast wieder über drei Rippen abgeleitet und es ergibt sich als Gleichlast eine dreieckige Verteilung wie beim Innenfeld. Am eingespannten Ende ergeben sich die aus den Querrippen stammenden Einzellasten wie zuvor.
Das freie Ende hingegen, unterscheidet sich in Hinsicht auf die Lastableitung ein wenig vom anderen Auflager. Die Lasten aus den drei betrachteten Hauptrippen laufen direkt in die Randrippe am freien Ende und von der senkrecht dazu verlaufenden Nebenrippe wird etwa die Hälfte der Last auf die zu bemessende Rippe übertagen. Der andere Teil der Last wird in die Randrippe abgeleitet.
In Abbildung 3.33 ist der Querkraftverlauf im Bereich der Randstütze für dieses $12 * 12\,m$ große Deckenfeld unter der Einheitslast $1\,KN/m^2$ dargestellt und es ist der zuvor beschriebene Kräfteverlauf zu sehen.
Daher wird als Einzellast im Auflagerbereich die Hälfte der Kraft aus den beiden Querrippen angenommen. Das statische System mit der wirkenden Belastung und dem daraus resultierenden Momenten- und Querkraftverlauf ist in Abbildung 3.34 dargestellt.
Die weitere Bemessung erfolgt mit den in Abbildung 3.34 angegebenen Werten und den Formeln nach [7]
An der Einspannstelle erfolgt die Berechnung der Gurtkräfte wieder mit dem Wert des Moments im Abstand von $0.20\,m$ vom Auflager. Der innere Hebelsarm beträgt $z = 0.60\,m$

$$N_{OG,0.2} = -\frac{M_{0.2}}{z} = -\frac{-69.15}{0.60} = 115.25\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{UG,0.2} = \frac{M_{0.2}}{z} = \frac{-69.15}{0.60} = -115.25\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

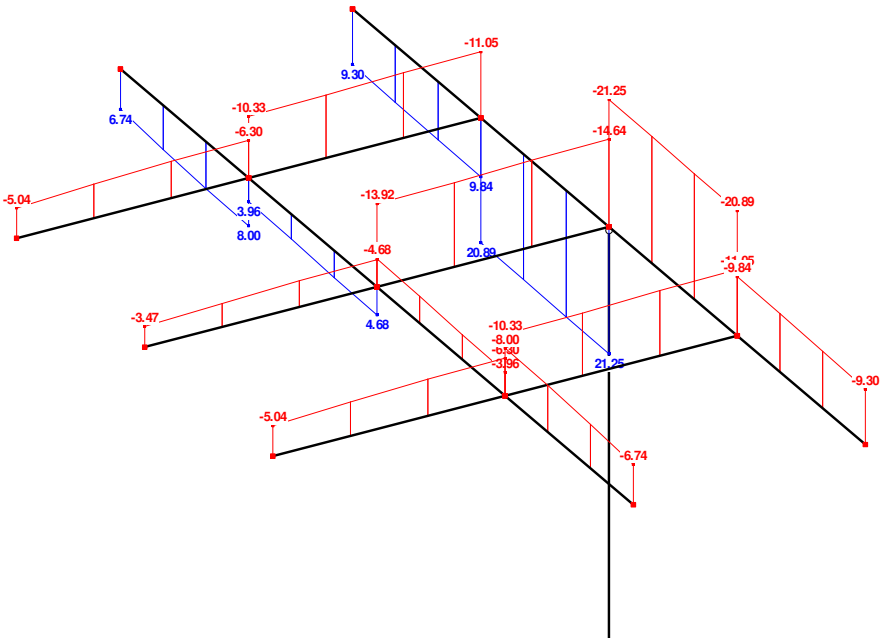
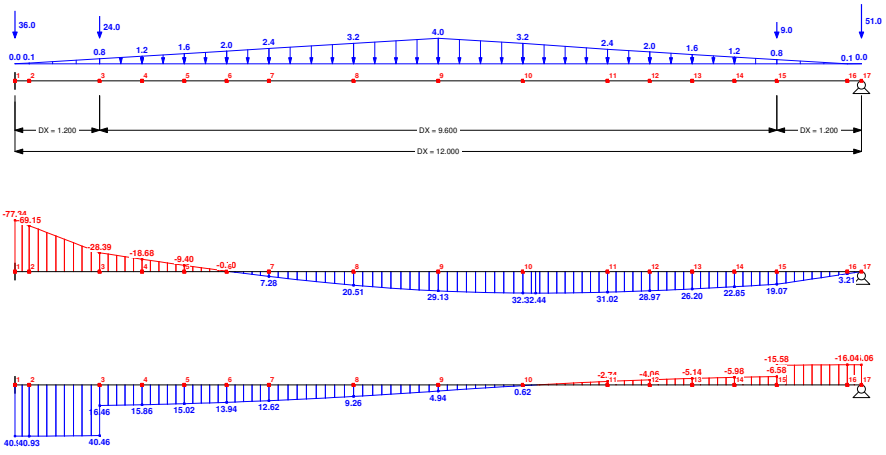


Abbildung 3.33: Querkraftverlauf an der Randstütze



$M_E = M_1$	$M_{0.2} = M_2$	$M_Ü = M_3$	M_4	M_5	M_6	M_F
-77,34	-69,15	-28,39	-18,68	-9,40	-0,70	32,44
$Q_E = Q_1$	$Q_{0.2} = Q_2$	$Q_{Ül} = Q_{3l}$	$Q_{Ür} = Q_{3r}$	Q_4	Q_5	Q_6
40,94	40,93	40,46	16,46	15,86	15,02	13,94

Abbildung 3.34: System und Schnittgrößen Randfeld

Die Untergurtkräfte unter den beiden Öffnungen ergeben sich zu

$$N_{UG,1} = \frac{M_4}{z} = \frac{-18.68}{0.60} = -31.13\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{UG,2} = \frac{M_6}{z} = \frac{-0.70}{0.60} = -1.17\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

sowie die maximale Untergurtkraft im Feldbereich

$$N_{UG,F} = \frac{M_F}{z} = \frac{32.44}{0.60} = 54.06\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und die Normalkraft im Übergangsbereich zu

$$N_{OG,U} = \frac{N_{UG,1} * e - M_3}{d - e} = \frac{(-31.13 * 0.254 - (-28.39))}{0.60 - 0.254} = 59.20\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

Die anschließenden Obergurtkräfte

$$N_{OG,2} = \frac{N_{UG,1} * e - M_5}{z - e} = \frac{(-31.13 * 0.254 - (-9.40))}{0.60 - 0.254} = 4.31\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und

$$N_{OG,3} = \frac{N_{UG,2} * e - M_5}{z - e} = \frac{(-1.17 * 0.254 - (-9.40))}{0.60 - 0.254} = 26.32\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und die Normalkraft im Obergurt des Feldbereichs zu

$$N_{OG,F} = -\frac{M_F}{z} = -\frac{32.44}{0.60} = -54.07\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

Mit den beiden Werten von $N_{UG,1}$ und $N_{UG,2}$ und der Exzentrizität $e = 0.254\,m$ errechnet sich

$$M_{V,1} = (N_{UG,1} - N_{UG,2}) * e = (-31.13 - (-1.17)) * 0.254 = -7.60\,\frac{KNm}{KN/m^2}$$

Die Berechnung der Kräfte in den Diagonalen erfolgt nach [7] über die Querkraft mit dem bekannten Winkel $\alpha = 30°$. Damit ergibt sich

$$N_{D,1} = -\frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = -\frac{0.5 * (16.46 + 15,86)}{sin\,30} = -32.32\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

weiters

$$N_{D,2} = \frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = \frac{0.5 * (15.86 + 15.02)}{sin\,30} = 30.88\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

und abschließend

$$N_{D,3} = -\frac{Q_{ij}}{sin\alpha} = -\frac{0.5 * (15.02 + 13.54)}{sin\,30} = -28.56\,\frac{KN}{KN/m^2}$$

Mit den so ermittelten Werten kann jetzt der Knoten am Detailmodell untersucht werden und die noch fehlenden Kräfte ermittelt werden. In Abbildung 3.35 ist der Knoten mit den angreifenden Kräften aus dem Balkenmodell und den daraus resultierenden Zug- und Druckkräften in der Vertikalen abgebildet.

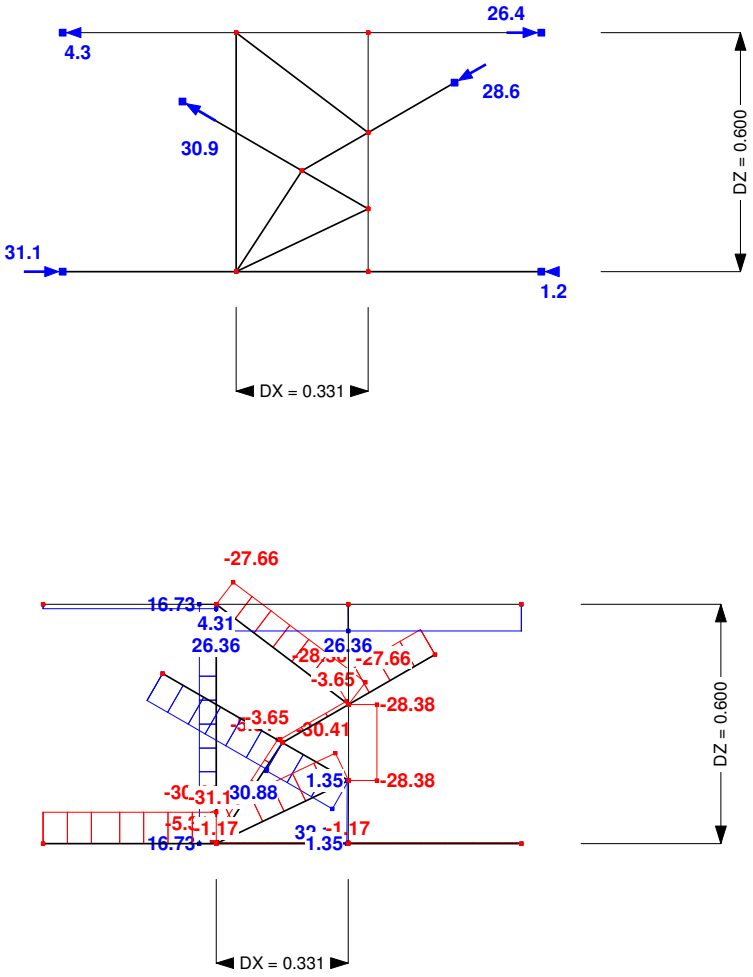


Abbildung 3.35: Detailmodell der Vertikalen

3.5.2.4 Berechnung mittels ebenem Stabwerkmodell

Die Belastungen werden vom ebenen Balkenmodell übernommen, da auch hier die Berechnung mit einer Einheitslast von $1\,KN/m^2$ erfolgt.
In Abbildung 3.36 ist das für die Berechnung herangezogene Modell sowie die Ergebnisse für die Gurte, Vertikalen und Diagonalen dargestellt.
Auch beim Lagerungsfall des Randfeldes werden die Ergebnisse aus den ebenen Berechnungsmodellen gegenübergestellt. Diese sind in Abbildung 3.37 zusammengefaßt. Die Schnittgrößen aus dem Balkenmodell wurden dabei mit 100 % angenommen.
Es zeigt sich, dass sich am Balkenmodell in den Bereichen der Einspannung, des Übergangsbereiches sowie der Diagonalen und der Vertikalen teilweise deutlich größere Schnittgrößen, als am Stabwerkmodell ergeben. Jedoch sind die Normalkräfte im Bereich des Feldes um 7 bzw. 9 % kleiner als am Vergleichsmodell.

3.5.2.5 Kontrolle anhand eines räumlichen Balkenmodells

Um die räumliche Kraftabtragung und die mit den ebenen Berechnungsmodellen ermittelten Schnittgrößen zu kontrollieren, wird ein räumliches Balkenmodell herangezogen. Dazu wird ein Modell mit insgesamt $3*4$ Feldern mit jeweils $12*12\,m$ erstellt und an den beiden kurzen sowie an einer der beiden längeren Seiten eingespannt, der vierte Rand bleibt ohne Lagerung und die Längsrippen leiten ihre Kräfte indirekt über die Querrippen in die Stützen weiter. In Abbildung 3.38 ist in einer Übersicht das Modell mit seinen Stüzen und Lagern, aber ohne die Flächenbelastung dargestellt.
Im Gegensatz zum Innenfeld sind die Biegemomente im Kreuzungspunkt der Nebenrippen bei diesem Lagerungsfall kleiner als auf der Hauptrippe und es wird daher nur diese betrachtet und mit den ebenen Modellen verglichen. In Abbildung 3.39 sind die Momenten- und Querkraftlinien der beiden Modelle verglichen.

3.5.2.6 Kontrolle durch ein räumliches Stabwerkmodell

Für dieses Modell wird ebenfalls ein Deckenfeld in der Größe von $3*4$ Feldern mit jeweils $12*12\,m$ erstellt und an drei Seiten entsprechend gelagert. Die betrachtete Rippe aus dem räumlichen Stabwerkmodell ist in Abbildung 3.40 dargestellt.
In Abbildung 3.41 sind die Schnittgrößen getrennt nach Ober- und Untergurt, sowie Vertikale und Diagonale für die Hauptrippe wiedergegeben.

3.5.2.7 Gegenüberstellung der Ergebnisse

Die für die weitere Bemessung notwendigen Werte sind in Abbildung 3.42 dargestellt und die maßgebenden Werte sind farblich hervorgehoben. In der letzten Spalte sind die Ergebnisse des ebenen Balkenmodells mit den jeweils maximalen der anderen Modelle prozentuell verglichen. Da dieses Balkenmodell bis auf die Werte des Feldmoments die größten Schnittgrößen ergibt, wird es für die weitere Bemessung der Querschnitte herangezogen.
Die damit nicht abgedeckten Bereiche müssen erforderlichenfalls mit einem anderen Berechnungsmodell nachgewiesen werden.

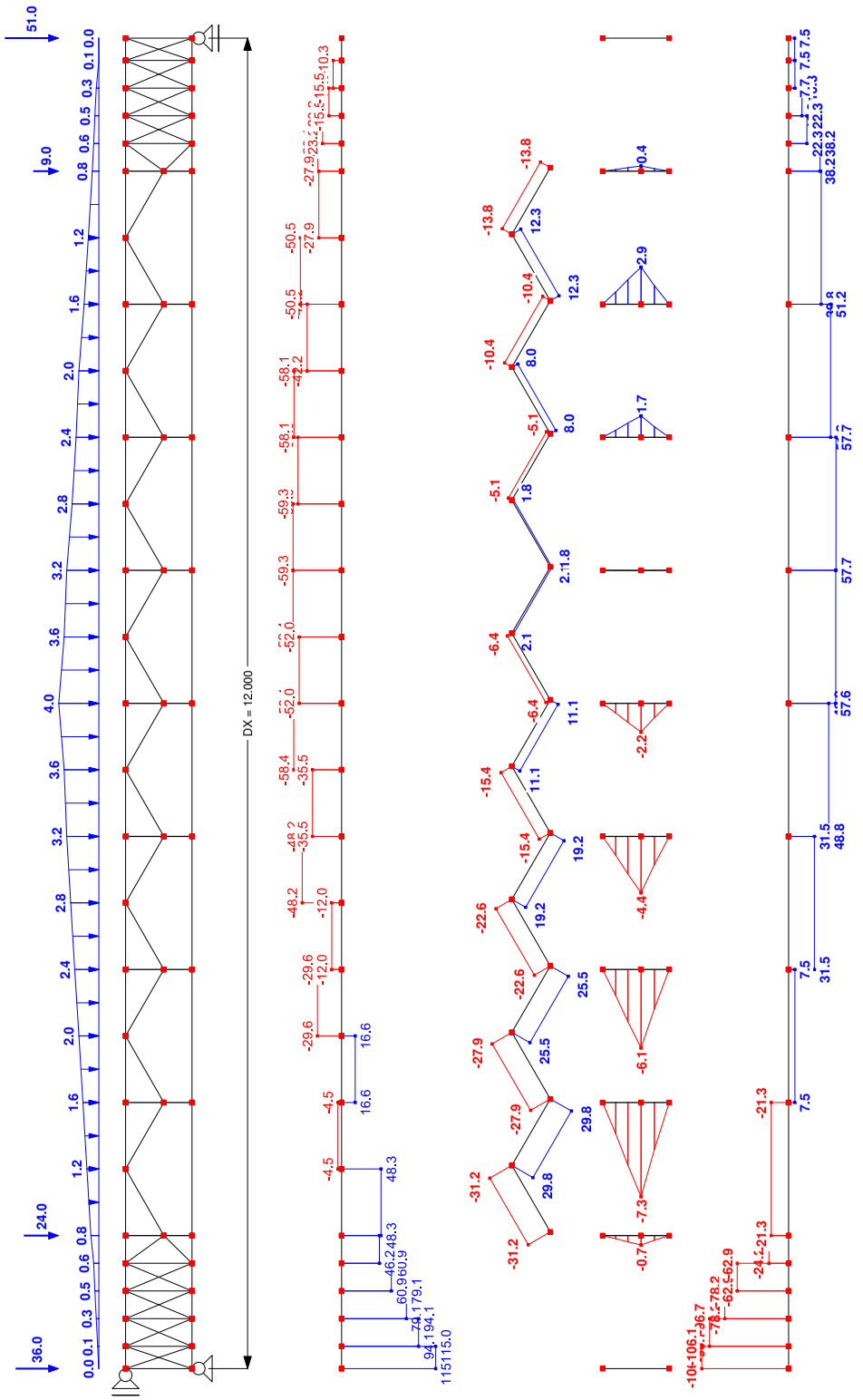


Abbildung 3.36: Schnittgrößen am Stabwerkmodell

		Balken	Stabwerk	Differenz
Obergurt	$N_{OG,0.2}$	115,25	94,14	18,3%
	$N_{OG,Ü}$	59,19	48,34	18,3%
	$N_{OG,F}$	-54,07	-59,37	-9,8%
Untergurt	$N_{UG,0.2}$	-115,25	-96,73	16,1%
	$N_{UG,F}$	54,07	57,73	-6,8%
Diagonale	$N_{D,1}$	-32,32	-31,24	3,3%
	$N_{D,2}$	30,88	29,80	3,5%
	$N_{D,3}$	-28,56	-27,87	2,4%
Vertikale	$M_{V,1}$	7,60	7,32	3,7%

Abbildung 3.37: Ergebnisse der Berechnungsmodelle

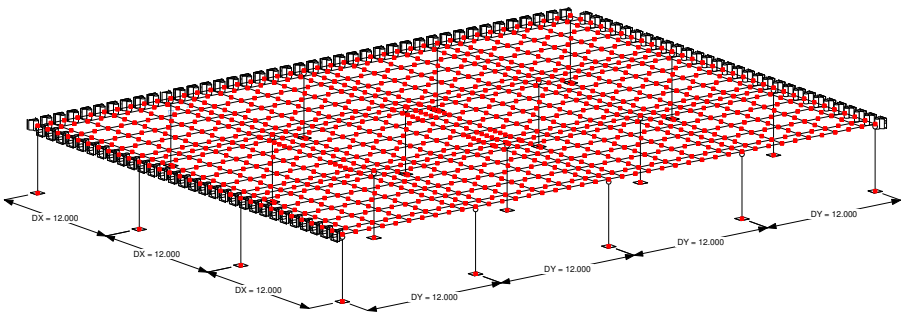
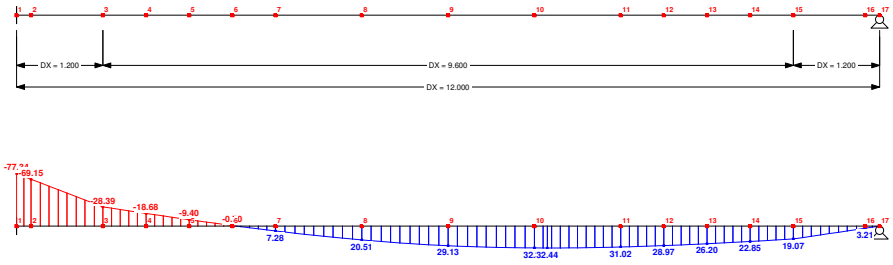
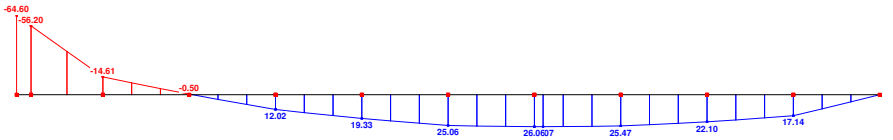


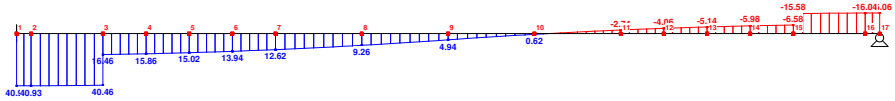
Abbildung 3.38: räumliches Balkenmodell Randfeld



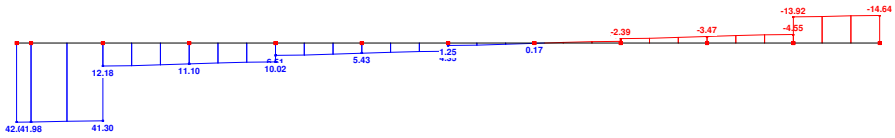
(a) M-Verlauf aus ebenem Modell



(b) M-Verlauf aus räumlichem Modell



(c) Q-Verlauf aus ebenem Modell



(d) Q-Verlauf aus räumlichen Modell

Abbildung 3.39: Schnittgrößenvergleich an der Hauptrippe

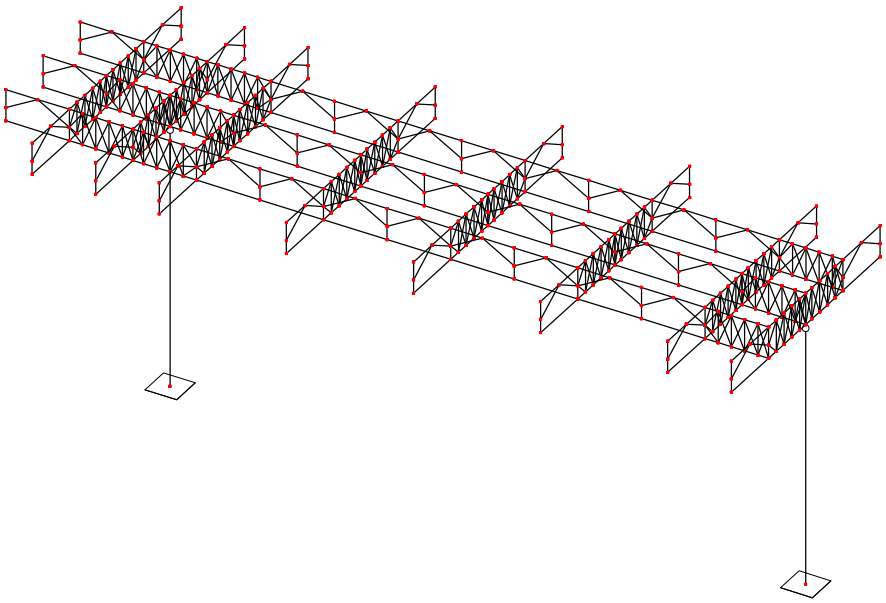


Abbildung 3.40: Ausschnitt aus dem räumlichen Stabwerkmodell des Randfeldes

3.5.2.8 Bemessung

Es gelten hinsichtlich Gesamtbelastung und Querschnittstyp und der gewählten Bewehrung, die gleichen Annahmen wie bei der Bemessung des Innenfeldes in Punkt 3.5.1.9
Der Nachweis wird mit den in Abbildung 3.43 zusammengefassten Bemessungsschnittgrößen geführt.
Der Nachweis erfolgt analog nach Eurocode

$$S_d \leqq R_d$$

Nachweis der Zugglieder in der Einspannung ergibt sich nach [4] die erforderliche Bewehrung zu

$$A_{s,E,erf} = \frac{N_{OG,0.2,d}}{f_{yd}} = \frac{2305.0}{47.8} = 48.2\,cm^2 \leq 53.1\,cm^2 = A_{s,E,vorh}$$

im Übergangsbereich gilt

$$A_{s,U,erf} = \frac{N_{OG,U,d}}{f_{yd}} = \frac{1184.0}{47.8} = 24.8\,cm^2 \leq 25.1\,cm^2 = A_{s,U,vorh}$$

und im Untergurt des Feldbereiches

$$A_{s,F,erf} = \frac{N_{UG,F,d}}{f_{yd}} = \frac{1081.4}{47.8} = 22.6\,cm^2 > 22.1\,cm^2 = A_{s,F,vorh}$$

Damit ist aber der Nachweis im Bereich des maximalen Feldmoments nicht erfüllt!

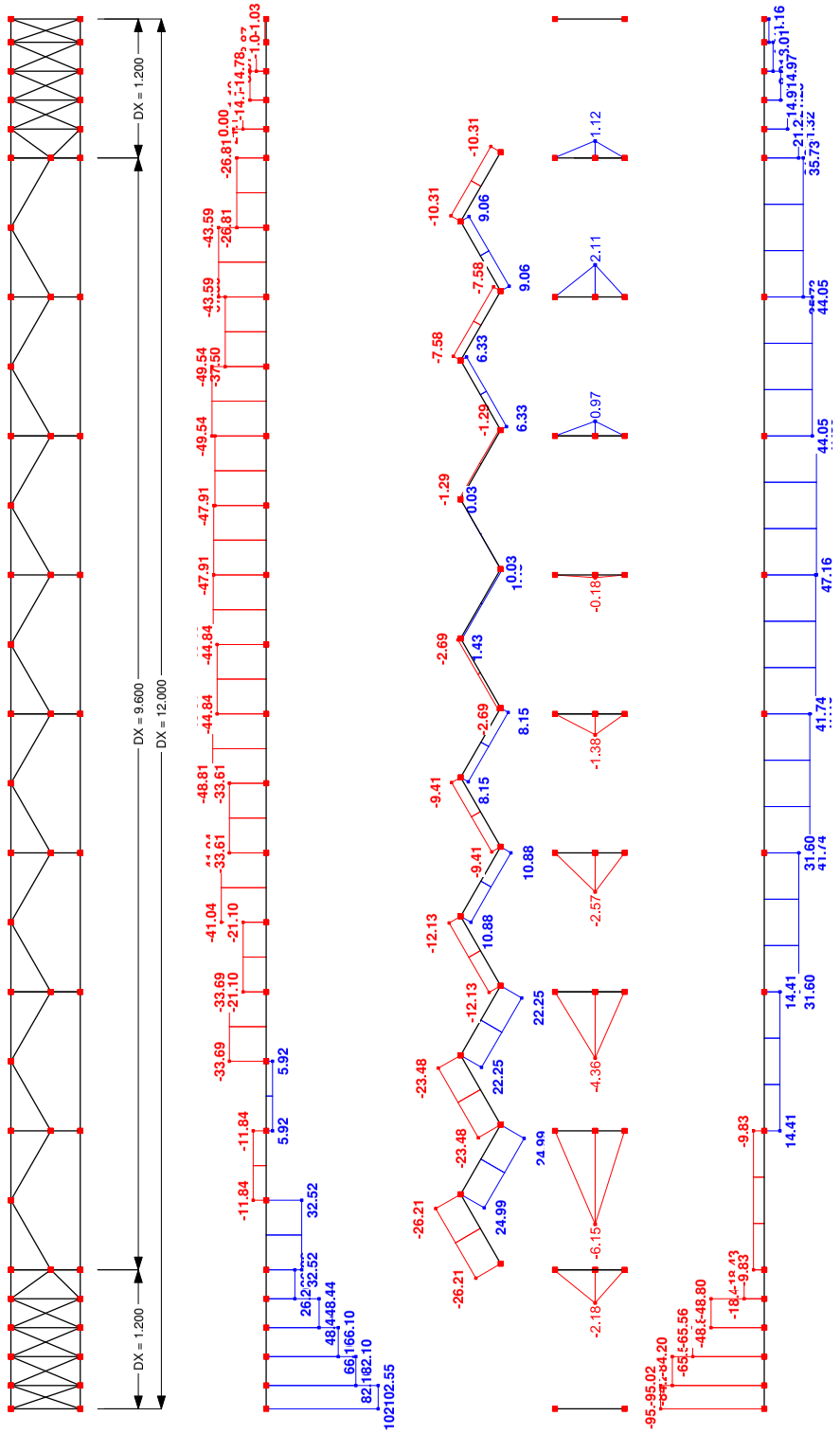


Abbildung 3.41: Schnittgrößen am räumlichen Stabwerkmodell.

		2D		3D				%
		BM HR	SM HR	BM HR	BM NR	SM HR	SM NR	max. Wert
Obergurt	$N_{OG,0.2}$	115,25	94,14	93,65	60,02	82,10	51,85	100,0%
	$N_{OG,Ü}$	59,20	48,34	33,18	45,84	32,52	41,42	100,0%
	$N_{OG,2}$	4,31	-4,53	-7,57	-4,51	-11,84	-7,27	
	$N_{OG,3}$	26,32	16,61	8,71	15,50	5,92	12,08	
	$N_{OG,F}$	-54,07	-59,25	-43,45	-42,35	-49,54	-46,33	91,3%
Untergurt	$N_{UG,0.2}$	-115,25	-96,73	-93,65	-60,02	-84,20	-51,88	100,0%
	$N_{UG,1}$	-31,13	-21,28	-12,28	-19,80	-9,83	-16,50	
	$N_{UG,2}$	-1,16	7,53	9,90	7,45	14,41	9,92	
	$N_{UG,F}$	54,07	57,73	43,45	42,35	47,86	49,50	93,7%
Diagonale	$N_{D,1}$	-32,32	-31,24	-23,18	-29,58	-26,21	-28,76	100,0%
	$N_{D,2}$	30,88	29,80	22,90	28,32	24,99	27,44	100,0%
	$N_{D,3}$	-28,56	-27,87	-21,46	-25,72	-23,84	-25,40	100,0%
Vertikale	$M_{V,1}$	-7,60	-7,32	-5,63	-6,92	-6,15	-6,70	
	$N_{V,1}$	16,73	16,10	12,39	15,21	13,55	14,76	100,0%
	$N_{V,2}$	-28,38	-28,89	-22,09	-26,04	-25,13	-26,54	98,2%

Abbildung 3.42: Ergebnisse der 2D/3D Balken- und Stabwerkmodelle

Zugglieder				Druckstreben			
Bez.	N	Lastfaktor	N_d	Bez.	N	Lastfaktor	N_d
$N_{OG,0.2}$	115,25	20,0	2305,0	$N_{UG,0.2}$	-115,25	20,0	-2305,0
$N_{OG,U}$	59,20	20,0	1184,0				
$N_{UG,F}$	54,07	20,0	1081,4	$N_{OG,F}$	-54,06	20,0	-1081,2
$N_{D,2}$	30,88	20,0	617,6	$N_{D,1}$	-32,32	20,0	-646,4
$N_{V,1}$	16,73	20,0	334,6	$N_{V,2}$	-28,38	20,0	-567,6

Abbildung 3.43: Bemessungsschnittgrößen

Zugglieder				Druckstreben			
Bez.	$A_{s,erf}$	$A_{s,vorh}$	Auslastung	Bez.	$A_{c,erf}$	$A_{c,vorh}$	Auslastung
$N_{OG,0.2}$	48,2	53,1	90,8%	$N_{UG,0.2}$	1024,4	1200,0	85,4%
$N_{OG,U}$	24,8	25,1	98,8%				
$N_{UG,F}$	22,6	22,1	102,3%	$N_{OG,F}$	480,6	600,0	80,1%
$N_{D,2}$	12,9	13,6	94,9%	$N_{D,1}$	287,2	480,0	59,8%
$N_{V,1}$	7,0	13,6	51,5%	$N_{V,2}$	252,3	480,0	52,6%

Abbildung 3.44: Ausnutzungsgrad Typ 70 bei 12.0 m Spannweite

Weiters ergibt sich für die maßgebende Diagonale

$$A_{s,D_2,erf} = \frac{N_{D_2,d}}{f_{yd}} = \frac{617.6}{47.8} = 12.9\,cm^2 \leq 13.6\,cm^2 = A_{s,D,vorh}$$

Die Bewehrung in der Vertikalen ergibt sich noch zu

$$A_{s,V_1,erf} = \frac{N_{V_1,d}}{f_{yd}} = \frac{334.6}{47.8} = 7.0\,cm^2 \leq 13.6\,cm^2 = A_{s,V,vorh}$$

und liegt damit ebenfalls deutlich unter den Maximalwerten.

Nachweis der Druckstreben An der Einspannstelle ergibt sich nach [4] die erforderliche Betonquerschnittfläche im Untergurt zu

$$A_{c,E,erf} = \frac{N_{UG,0.2,d}}{f_{cd}} = \frac{2305.0}{2.25} = 1024.4\,cm^2 \leq 10.0{*}120.0 = 1200.0\,cm^2 = A_{c,E,vorh}$$

und im Obergurt des Feldbereichs zu

$$A_{c,F,erf} = \frac{N_{OG,F,d}}{f_{cd}} = \frac{1081.4}{2.25} = 480.6\,cm^2 \leq 15.0{*}40.0 = 600.0\,cm^2 = A_{c,F,vorh}$$

Für die Diagonale ergibt sich

$$A_{c,D_1,erf} = \frac{N_{D_1,d}}{f_{cd}} = \frac{646.4}{2.25} = 287.2\,cm^2 \leq 12.0 * 40.0 = 480.0\,cm^2 = A_{c,D,vorh}$$

und für die Druckkraft in der Vertikalen

$$A_{c,V_1,erf} = \frac{N_{V_2,d}}{f_{cd}} = \frac{567.6}{2.25} = 252.3\,cm^2 \leq 480.0\,cm^2 = A_{c,V,vorh}$$

Durch die Überschreitung der maximal verlegbaren Bewehrung im Feldbereich ist der Querschnitt Typ 70 für eine Spannweite von 12.0 m nicht geeignet.
In Abbildung 3.44 ist die erforderliche Bewehrungs- und Betonfläche zur maximal verfügbaren dargestellt und es läßt sich daraus der Ausnutzungsgrad ablesen.
Die zulässigen Werte werden im Feldbereich zwar nur um 2 % überschritten, jedoch wurde für die Berechnung des Feldbereichs der ohnehin zu kleine Wert aus dem ebenen Balkenmodell herangezogen.

Da der Wert für das Feldmoment jedoch neben der Spannweite auch von der Geometrie der Querschnitte und der daraus resultierenden Rippenabstände im Stützenbereich abhängt, wurde im ersten Bemessungsschritt der Nachweis mit den Werten aus diesem Modell geführt.
Im Anschluß daran muss geprüft werden, ob der Feldbereich der maßgebende Punkt der Bemessung ist, oder ob die Tragfähigkeit des Systems zuerst in einem anderen Querschnitt erreicht wird.

3.5.2.9 Nachweis und Darstellung der Ergebnisse

Der weitere Nachweis erfolgt wieder mittels Tabellenkalkulation und die Ergebnisse der einzelnen Querschnitte für ein quadratisches Deckenfeld sind in Abbildung 3.45 und die Ergebnisse für den Fall $l_x : l_y = 2 : 1$ sind in Abbildung 3.46 dargestellt.
In beiden Fällen ist erkennbar, dass die Bewehrung im Feldbereich nie alleine den begrenzenden Faktor der maximal erreichbaren Spannweite darstellt. Es ist immer ein anderer Bereich vorher, oder zumindest gleichzeitig mit dem Feldbereich erschöpft.
Daher kann davon ausgegangen werden, dass die Anwendung des ebenen Balkenmodells zur Berechnung des Anwendungsbereichs der einzelnen Querschnittstypen ausreichend genau ist. Für einen detaillierten Nachweis in den maßgebenden Punkten ist eventuell die Verwendung eines der anderen Berechnungsmodelle notwendig.
Der mögliche Anwendungsbereich der verschiedenen Querschnittstypen bezogen auf ein quadratisches, sowie ein rechteckiges Deckenfeld mit einem Seitenverhältnis $l_x : l_y = 2 : 1$ ist in Abbildung 3.47 dargestellt.
Der Auslastungsgrad der einzelnen Bereiche kann Abbildung 3.48 entnommen werden. Die Grenzkurve stellt die mögliche Spannweite für ein quadratisches Deckenfeld dar und ist mit jener aus Abbildung 3.47 ident.

3.5.3 Randfeld mit Kragarm

Durch Anbringung eines Kragarms am frei drehbar gelagertem Balkenende entsteht ein Moment, das der Feldbelastung entgegenwirkt und damit das Feldmoment reduziert. Je nach Länge der Auskragung ergibt sich ein negatives Stützenmoment, das durch eine günstige Wahl der Auskragungslänge bis zum Wert einer Einspannung gesteigert werden kann. In diesem Fall würde das Randfeld die gleichen Schnittgrößen wie der beidseitig eingespannte Lagerungsfall, also wie ein Deckeninnenfeld aufweisen.
Das Feldmoment wird durch einen Kragarm reduziert und die Betondruckzone im Stützenbereich, die ja hier von der untenliegenden Betonplatte gebildet wird, könnte viel besser ausgenützt werden.
Ziel ist es nun eine günstige Kragarmlänge zu ermitteln. Bei diesem Lagerungsfall wäre als Optimum das Moment des beidseitig eingespannten Lagerungsfalles zu erreichen, also die gleichen Momente über den Auflagern wie bei einem Innenfeld.
Durch die bekannten Einspannmomente aus dem Lagerungsfall des Innenfeldes kann diese erforderliche Kragarmlänge ermittelt werden.
Wenn man die Einzelkräfte für diese Berechnung unberücksichtigt lässt, ergibt sich das Einspannmoment bei einer dreiecksförmigen Belastung für eine Spann-

		Zugglieder					Druckstreben			
TYP 45	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	9,0	36,6	10,5	16,8	6,6		777,3	357,1	147,8	131,0
	10,0	50,2	14,9	22,8	8,3		1066,6	484,9	183,4	165,8
	11,0	58,6	27,4	27,8	10,3		1244,3	590,0	225,8	210,8
	12,0	76,9	35,3	36,1	12,3		1633,3	766,2	269,1	253,2
	13,0	98,6	44,5	45,9	14,5		2095,2	974,3	316,1	299,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 50	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	44,9	14,3	20,4	8,4		564,9	258,6	125,7	107,8
	11,0	52,3	25,7	24,8	10,5		682,1	327,4	159,9	144,6
	12,0	68,7	32,9	32,2	12,6		894,9	425,2	190,7	174,5
	13,0	88,2	41,4	41,0	14,8		1147,8	540,7	224,1	207,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 60	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	36,8	11,5	16,8	8,3		782,8	355,9	190,1	158,3
	11,0	59,5	30,6	16,4	11,6		1264,1	348,1	259,8	230,1
	12,0	56,4	26,7	26,5	12,6		1198,6	562,3	280,1	251,0
	13,0	67,8	36,9	32,6	15,0		-1440,4	692,3	330,0	302,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 70	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	31,5	11,1	14,3	8,5		669,0	304,1	195,0	162,3
	11,0	50,9	28,0	14,0	11,9		1080,4	297,5	266,5	236,0
	12,0	48,2	24,8	22,6	12,9		1024,4	480,6	287,3	257,4
	13,0	57,9	33,8	27,9	15,4		1231,1	591,7	338,5	310,0
	14,0	68,6	44,6	33,9	18,0		1457,5	720,1	392,9	365,9
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 80	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	27,7	10,9	12,6	8,7		-587,8	267,2	199,9	166,4
	11,0	44,7	26,2	12,3	12,2		-949,2	261,4	273,2	241,9
	12,0	42,4	23,5	19,9	13,2		-900,0	422,2	294,5	263,9
	13,0	50,9	31,8	24,5	15,7		-1081,6	519,9	347,0	317,8
	14,0	60,3	41,5	29,8	18,4		-1280,5	632,7	402,7	375,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 90	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	39,1	17,7	18,3	12,5		829,8	389,3	302,2	210,0
	13,0	56,0	17,3	24,9	14,4		1190,0	529,7	350,8	243,3
	14,0	55,6	32,9	27,5	18,0		1180,6	583,3	417,0	331,0
	15,0	78,1	33,9	35,8	20,5		1659,0	760,3	477,9	376,5
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 100	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	35,2	17,3	16,5	12,7		747,8	350,8	306,4	213,0
	13,0	50,5	17,2	22,5	14,6		1072,5	477,4	355,7	246,6
	14,0	50,1	31,6	24,7	18,3		1064,0	525,7	422,8	335,6
	15,0	70,4	32,8	32,3	20,8		1495,1	685,2	484,5	381,7
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 110	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	32,1	17,1	15,1	12,8		682,3	320,1	310,6	215,9
	13,0	46,1	17,2	20,5	14,8		978,5	435,5	360,5	250,0
	14,0	45,7	30,6	22,6	18,5		970,7	479,6	428,6	340,2
	15,0	64,2	31,9	29,4	21,1		1364,1	625,2	491,2	387,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0

Abbildung 3.45: Nachweis Randfeld für $l_x : l_y = 1 : 1$

		Zugglieder					Druckstreben			
TYP 45	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	29,8	9,6	13,6	5,4		632,0	289,3	123,1	105,5
	11,0	35,9	18,1	17,2	7,1		763,1	366,3	156,6	141,5
	12,0	47,1	23,3	22,4	8,5		1001,2	475,7	186,7	170,8
	13,0	60,4	29,4	28,5	10,0		1284,2	604,9	219,4	202,6
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 50	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	10,0	26,6	9,2	12,2	5,5		564,9	258,6	125,7	107,8
	11,0	32,1	17,0	15,4	7,2		682,1	327,4	159,9	144,6
	12,0	42,1	21,8	20,0	8,6		894,9	425,2	190,7	174,5
	13,0	54,0	27,4	25,4	10,2		1147,8	540,7	224,1	207,0
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 60	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	34,6	17,6	16,4	8,5		734,8	349,1	193,8	164,7
	13,0	42,2	24,6	20,6	10,3		897,5	436,8	231,1	203,3
	14,0	50,8	33,0	25,4	12,2		1079,2	538,7	263,8	244,4
	15,0	69,1	33,5	32,1	13,7		1467,8	682,1	304,5	271,3
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 70	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	29,6	16,4	14,0	8,8		628,0	298,4	198,8	168,9
	13,0	40,0	22,7	17,6	10,6		767,1	373,3	237,0	208,5
	14,0	47,9	30,1	21,7	12,5		922,4	460,4	270,6	250,7
	15,0	64,3	30,8	27,4	14,0		1254,5	583,0	312,4	278,2
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 80	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	26,0	15,6	12,3	9,0		551,7	262,1	203,7	173,1
	13,0	31,7	21,3	15,4	10,9		674,0	328,0	242,9	213,7
	14,0	38,1	28,1	19,0	12,8		810,4	404,5	277,3	256,9
	15,0	51,9	28,9	24,1	14,4		1102,2	512,2	320,2	285,2
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	600,0	480,0	480,0
TYP 90	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	23,9	11,7	11,4	8,0		508,7	241,7	206,6	126,0
	13,0	33,4	11,2	15,0	9,0		709,9	319,1	233,7	141,9
	14,0	35,2	22,1	17,6	12,2		747,0	373,0	292,6	210,4
	15,0	47,8	22,4	22,2	13,5		1016,2	472,2	328,1	232,7
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 100	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	21,6	11,5	10,3	8,2		458,4	217,8	209,5	127,7
	13,0	30,1	11,2	13,5	9,1		639,8	287,6	236,9	143,9
	14,0	31,7	21,3	15,8	12,4		673,2	336,1	296,7	213,4
	15,0	43,1	21,7	20,0	13,7		915,8	425,6	332,7	235,9
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0
TYP 110	l_x	$S_{0.2,OG}$	$S_{Ü,OG}$	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$		$S_{0.2,UG}$	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$	$D_{5,6}$
	12,0	19,7	11,3	9,4	8,3		418,2	198,7	212,3	129,5
	13,0	27,5	11,2	12,3	9,3		583,7	262,4	240,2	145,8
	14,0	28,9	20,7	14,4	12,5		614,2	306,7	300,7	216,3
	15,0	39,3	21,1	18,3	13,9		835,5	388,3	337,2	239,2
	$A_{s,max}$	53,1	25,1	22,1	13,6	$A_{c,max}$	1000,0	800,0	480,0	480,0

Abbildung 3.46: Nachweis Randfeld für $l_x : l_y = 2 : 1$

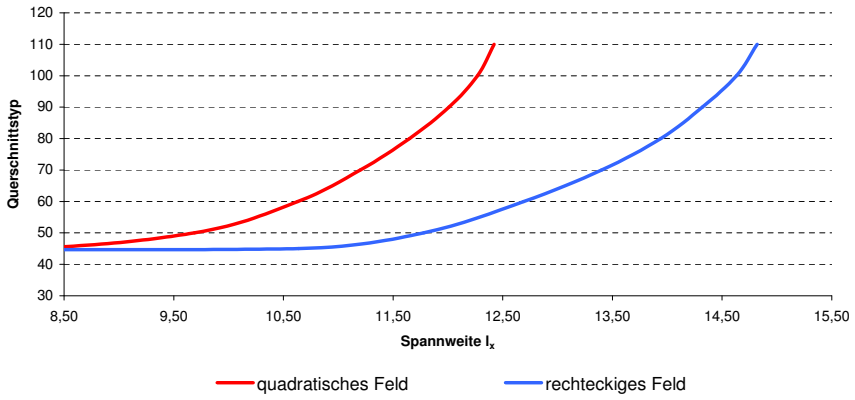


Abbildung 3.47: Anwendungsbereich beim Randfeld

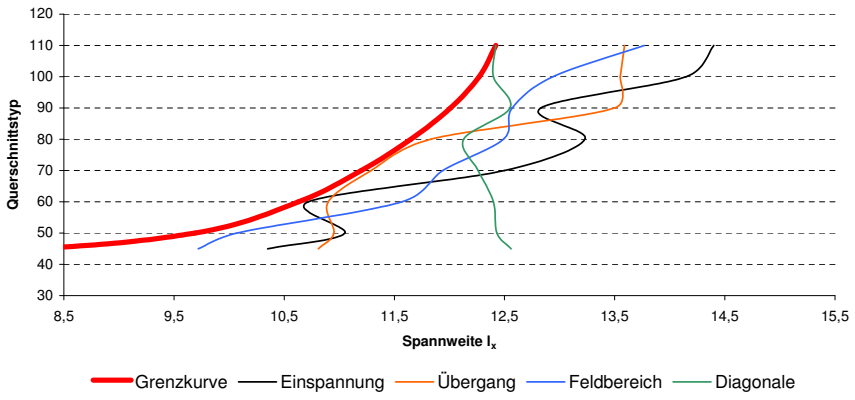


Abbildung 3.48: Auslastungsgrad beim Randfeld

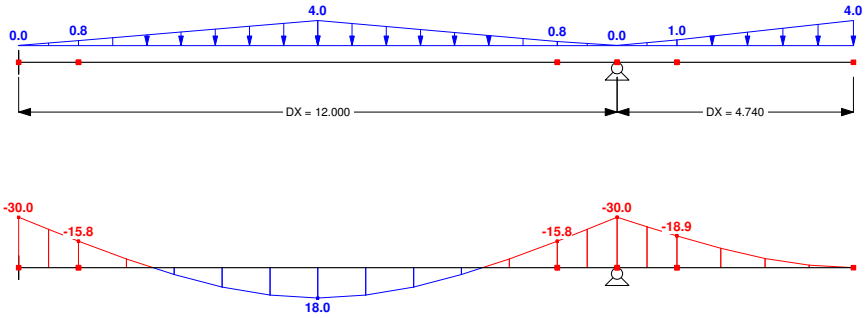


Abbildung 3.49: Endfeld mit optimalem Kragarm

weite von $l_F = 12.0\,m$ und einer Gleichlast von $q = 4\,KN/m$ nach [10] an der Einspannstelle zu

$$M_E = -\frac{5}{96} * q * l^2 = -\frac{5}{96} * 4 * 12^2 = -30.0\,KNm$$

Daraus läßt sich unter Verwendung von

$$M_K = \frac{1}{3} * q * l_K^2 = M_E$$

die erforderliche Kragarmlänge zu

$$l_K = \sqrt{30.0 * 3 * \frac{1}{q}} = \sqrt{30.0 * 3 * \frac{1}{4.0}} = 4.74\,m$$

errechnen. Das entspricht bezogen auf die Spannweite einem Faktor von

$$\frac{4.74}{12.0} \simeq 0.4$$

Dieser Wert gilt für alle Spannweiten, stellt aber wegen der nicht berücksichtigten Einzellasten in Auflagernähe nur eine gute Näherung dar. In Abbildung 3.49 ist das Sytem und der Momentenverlauf der obigen Berechnung dargestellt. Die Einzelkräfte blieben dabei unberücksichtigt.
Durch die Variation der Kragarmlänge lassen sich die Lagerungsfälle des Innen- und des Randfeldes, welche als Grenzwerte anzusehen sind, mit Hilfe dieses Lagerungsfalls darstellen. Ein Kragarm mit der Länge null entspricht dabei dem Randfeld und ein Kragarm, welcher durch eine geeignete Länge genau das Einspannmoment verursacht, dem Innenfeld.
Damit muss sich die Kurve der möglichen Spannweiten genau zwischen diesen beiden Lagerungsfällen befinden.
In Abbildung 3.50 sind die Grenzkurven des Innen- und des Randfeldes für ein quadratisches Deckenfeld in einem Diagramm dargestellt. Dazwischen sind mögliche Spannweitengrenzen in Abhängigkeit von der Kragarmlänge angedeutet.

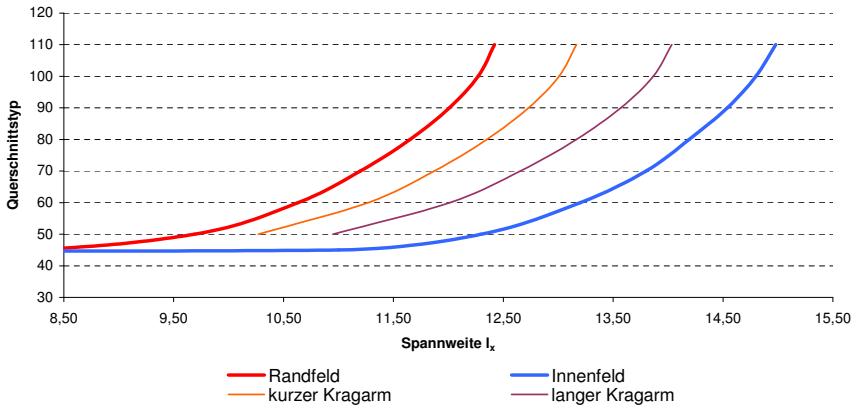


Abbildung 3.50: möglicher Spannweitenvergleich in Abhängigkeit von der Kragarmlänge

3.5.4 Einzelfeld

Dieser Lagerungsfall stellt einen ungünstigen Spezialfall der Ausführung dar und ist daher in dieser Grundform starken Einschränkungen hinsichtlich der praktischen Ausführung unterworfen.
Da durch die sehr dünne Deckenplatte die einbaubaren Durchmesser bei einer kreuzweisen, zweilagigen Verlegung stark eingeschränkt sind und sowohl der Abstand der Bewehrungsstangen untereinander nicht beliebig verkleinert, sowie der mitwirkende Bereich und damit die Anzahl der in Rechnung stellbaren Bewehrungsstäbe nicht unendlich vergrößert werden kann, ergibt sich hier als begrenzendes Element das maximal aufnehmbare Moment im Feldbereich. Demgegenüber steht die Betondruckkraft im Obergurt und bildet gemeinsam mit der Zugkraft im Bewehrungsstahl ein Kräftepaar und damit das maximal aufnehmbare Moment.
Die aufnehmbare Betondruckkraft ergibt sich nach [5] zu

$$F_{cd} = b_{c,OG} * h_{c,OG} * f_{cd} = 40 * 15 * 2.25 = 1350\,KN$$

und die maximale Stahlzugkraft bei der Verwendung von $11\,\text{Ø}\,16\,mm$ zu

$$F_{sd} = A_s * f_{yd} = 11 * 2.01 * 47.8 = 1057\,KN$$

Daraus ist ersichtlich, dass die Feldbewehrung noch vor der Betondruckzone ausgelastet ist und damit das aufnehmbare Moment im Feldbereich lediglich vom vorhandenen inneren Hebelsarm abhängt.

$$M_{Rd} = z * F_{sd}$$

Die Diagonalen werden bei den hier verwendeten Querschnittshöhen nicht ausgelastet und daher reduziert sich der Nachweis bei diesem Lagerungsfall auf eine Kontrolle der erforderlichen Bewehrung im Feldbereich. Die Ergebnisse dieses Nachweises sind in tabellarischer Form für ein quadratisches und ein rechteckiges Deckenfeld mit einem Seitenverhältnis von $l_x : l_y = 2 : 1$ in Abbildung 3.51

	$l_x : l_y = 1 : 1$			$l_x : l_y = 2 : 1$		
TYP 45	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	8,0	21,1	3,3			
	9,0	29,8	4,3	9,0	17,3	3,0
				10,0	23,7	3,8
				11,0	30,6	5,1
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 50	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	8,0	18,90	3,4			
	9,0	26,66	4,4	9,0	15,5	3,1
				10,0	21,2	3,9
				11,0	27,3	5,2
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 60	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	8,0	14,9	3,3	8,0		
	9,0	22,7	3,9	9,0		
	10,0	29,8	5,3	10,0	17,4	3,6
	11,0	38,2	6,9	11,0	22,7	4,8
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 70	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	9,0	19,4	4,0	9,0		
	10,0	25,5	5,5	10,0	14,8	3,7
	11,0	32,6	7,1	11,0	19,4	5,0
	12,0	41,0	8,8	12,0	24,9	6,3
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 80	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	9,0	17,1	4,1	9,0		
	10,0	22,4	5,6	10,0	13,0	3,8
	11,0	28,7	7,2	11,0	17,1	5,1
	12,0	36,0	9,0	12,0	21,9	6,4
				13,0	27,5	7,9
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 90	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	10,0	20,6	4,3	10,0		
	11,0	29,0	4,9	11,0		
	12,0	33,2	8,0	12,0	20,2	5,4
				13,0	26,2	5,9
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 100	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	10,0	18,6	4,4	10,0		
	11,0	26,1	4,9	11,0		
	12,0	29,9	8,1	12,0	18,2	5,4
				13,0	23,6	5,9
				14,0	28,2	8,7
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6
TYP 110	l_x	$S_{F,UG}$	$D_{4,5}$	l_x	$S_{F,OG}$	$D_{3,4}$
	10,0	17,0	4,5	10,0		
	11,0	23,8	5,0	11,0		
	12,0	27,3	8,2	12,0	16,6	5,5
				13,0	21,6	6,0
				14,0	25,8	8,8
	$A_{s,max}$	22,1	13,6	$A_{s,max}$	22,1	13,6

Abbildung 3.51: Nachweis des Einzelfeldes

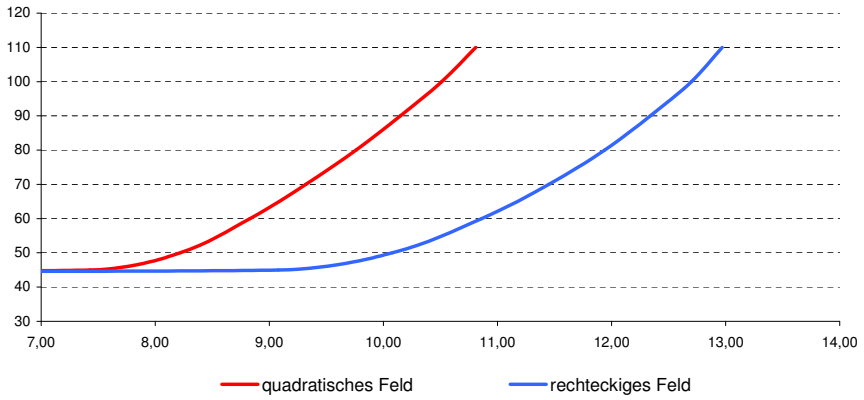


Abbildung 3.52: Anwendungsbereich Einzelfeld

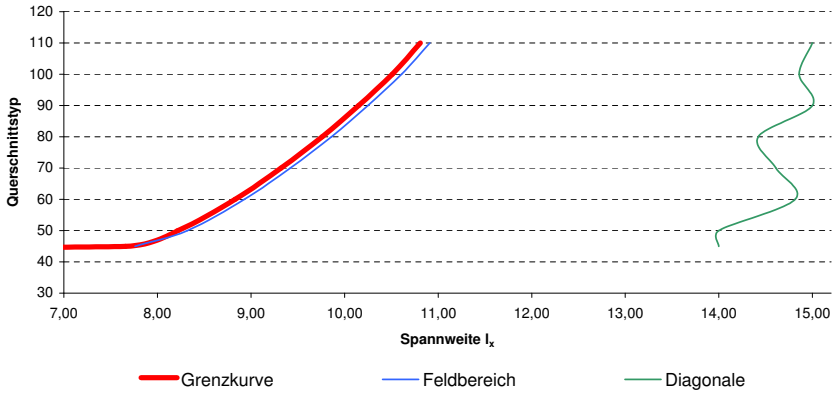


Abbildung 3.53: Auslastungsgrad beim Einzelfeld

und der Anwendungsbereich für das Einzelfeld ist in Abbildung 3.52 dargestellt.

In Abbildung 3.53 ist der Auslastungsgrad der Diagonalen und des Feldbereichs dargestellt. In diesem Sonderfall ist die Grenzkurve ident mit der Kurve des Feldbereichs und nur der besseren Darstellung wegen, leicht versetzt dargestellt.

Untersuchung des Einzelfeldes mit verstärkter Deckenplatte

Da durch die geringe Dicke der Platte die verwendbaren Bewehrungsdurchmesser auf 16 mm beschränkt sind und damit auch die aufnehmbare Stahlzugkraft F_{sd}, soll untersucht werden, ob durch die Verwendung von Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von 20 mm eine deutliche Vergrößerung der Deckenspannweite erreicht werden kann. Dazu muss zuerst die minimale Deckendicke ermittelt werden.
Bei Verwendung von Bewehrungsstäben Ø 20 mm und einer Verlegung in beiden

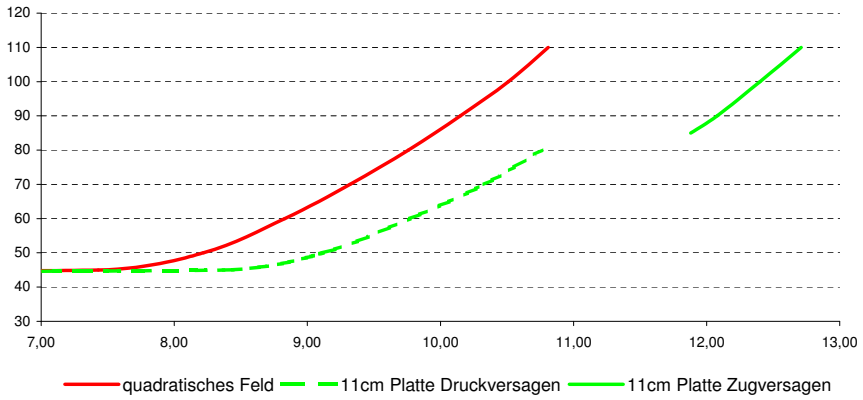


Abbildung 3.54: Anwendungsbereich Einzelfeld mit verstärkter Platte

Spannrichtungen ergibt sich die erforderliche Deckendicke zu

$$h_{erf} = c_{min} + d_{p,Bu} + 2 * d_{p,La} + c_{min} = 2.0 + 1.2 * 1.2 + 2 * 1.2 * 2.0 + 2.0 = 10.2\,cm$$

Die Deckenplatte wird daher mit einer Dicke von

$$h = 11\,cm$$

angenommen. Dadurch erhöht sich jedoch auch das Gesamtgewicht der Decke um ca. 10 % und muss in weiterer Folge beim Nachweis berücksichtigt werden. Die aufnehmbare Stahlzugkraft ergibt sich bei Berücksichtigung von 11 Bewehrungsstäben zu

$$F_{sd} = A_s * f_{yd} = 11 * 3.14 * 47.8 = 1651\,KN$$

Durch die Steigerung im Bereich der Stahlzugkraft müssen jedoch auch die Betondruckstreben genauer betrachtet werden. So ergibt sich für die Querschnittstypen bis einschließlich $h = 80\,cm$ die aufnehmbare Betondruckkraft [5] zu

$$F_{cd,80} = b_{c,OG} * h_{c,OG} * f_{cd} = 40 * 15 * 2.25 = 1350\,KN$$

und bei Querschnitten mit $h \geq 80\,cm$ zu

$$F_{cd,85} = b_{c,OG} * h_{c,OG} * f_{cd} = 40 * 20 * 2.25 = 1800\,KN$$

Der Nachweis wurde an einem quadratischen Deckenfeld durchgeführt und die resultierenden Spannweiten in Abbildung 3.54 grafisch dargestellt.
Es ist daraus zu erkennen, dass bei den Querschnitten mit einer Obergurtdicke von nur $15\,cm$ im Feldbereich bereits vor Erreichen der maximal zulässigen Stahlzugkraft, ein Druckversagen des Obergurtes auftritt.
Da es sich jedoch beim Betonversagen, im Gegensatz zum Versagen des Bewehrungsstahl um eine plötzliche Versagensart handelt, ist dies nicht erwünscht und die Betonspannungen müssen abgemindert werden. Dadurch vermindern sich in diesem Bereich auch die zulässigen Spannweiten.

Lediglich bei den höheren Querschnitten und dem damit verbundenem größeren Betonquerschnitt, kann die Bewehrung voll ausgenützt werden und es lassen sich die Spannweiten um etwa 20 % steigern.
Bei den hier beschriebenen Maßnahmen zur Verbesserung der Tragfähigkeit wird jedoch lediglich der Wiederstand, den der Querschnitt der Einwirkung entgegenbringen kann, vergrößert.
Eine andere Möglichkeit zur Verbesserung der Tragfähigkeit der Querschnitte, wäre die Wahl eines anderen Tragsystems mit einem günstigeren Schnittgrößenverlauf. Eine derartige Möglichkeit soll im folgenden Punkt beschrieben werden.

3.5.5 Einzelfeld mit ein- bzw. beidseitigem Kragarm

Um die, durch die geometrischen Vorgaben der Querschnitte starke Einschränkung bei der Spannweite zu kompensieren, besteht die Möglichkeit an einem bzw. beiden freien Enden einen Kragarm anzubringen. Die auf den Kragarm aufgebrachten Kräfte erzeugen über den Auflagern ein negatives Stützenmoment, welches die Momentenlinie im Auflagerbereich und im Feldbereich anhebt und damit das maßgebende Bemessungsmoment im Feldbereich reduziert.
In Abbildung 3.55 sind mehre Ausführungsvarianten ohne und mit Kragarmen dargstellt. Der Auflagerabstand beträgt dabei stets $12\,m$ und die Belastung entspricht dem auf die Rippe wirkenden Anteil aus der Flächenlast, jedoch ohne die von den Querrippen eingeleiteten Einzelkräfte.
Es ist zu erkennen, dass bereits ein einseitiger Kragarm mit einer Länge von $0.2 * l_x$das Feldmoment um etwa 8 % reduziert. Durch eine weitere Steigerung der Kragarmlänge auf $0.4 * l_x$ wird über der Stütze in etwa das selbe Moment erzeugt, wie es beim Innenfeld auftritt. Durch eine geschickte Annahme der Kragarmlängen, läßt sich beim Einzelfeld der gleiche Momentenverlauf wie bei den beiden anderen Lagerungsfällen erzeugen. Damit sind aber auch die Grenzspannweiten dieser Lagerungsfälle erreichbar.
Ein Vergleich der auftretenden Momente im Stützen- und Feldbereich und der prozentuellen Abweichung vom Größtwert sind in Abbildung 3.56 dargestellt.

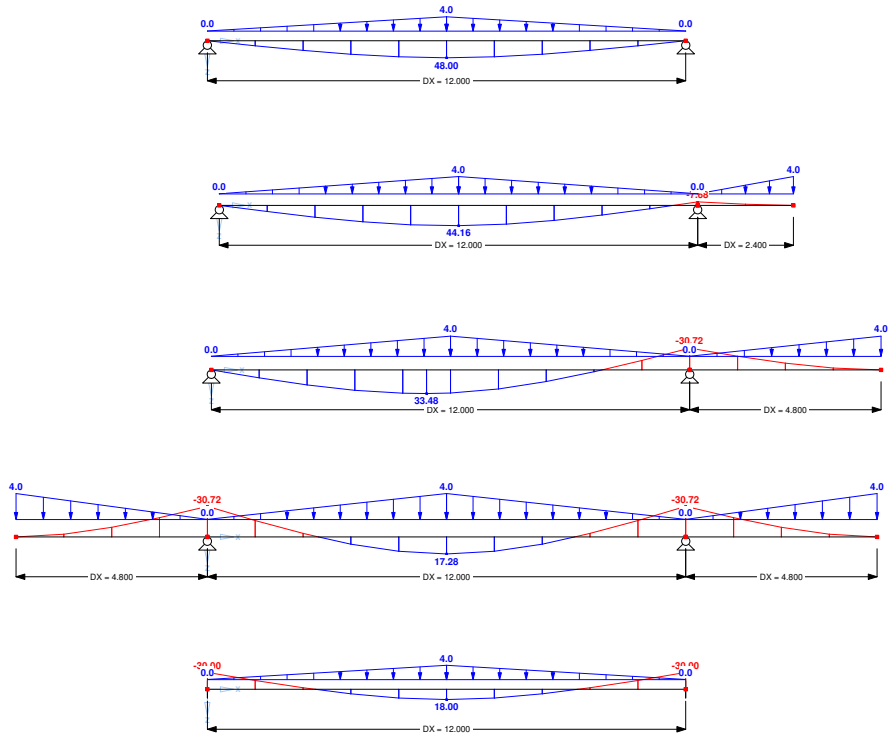


Abbildung 3.55: Systemvariationen Einzelfeld

	M_F	%	M_s	%
Einzelfeld	48,0	100,0%	0,0	0,0%
m. eins. Kragarm 0.2 * l	44,2	92,1%	-7,7	25,7%
m. eins. Kragarm 0.4 * l	33,5	69,8%	-30,7	102,3%
m. beids. Kragarm 0.4 * l	17,3	36,0%	-30,7	102,3%
Innenfeld	18,0	37,5%	-30,0	100,0%

Abbildung 3.56: Vergleich der Momentenverläufe

Kapitel 4

Schlussfolgerung

4.1 Bemessungsdiagramm

Auf Grund der getrennten Berechnung der Lagerungsfälle des Innen- Rand- und Einzelfeldes und deren Abwandlungen, ist es nun möglich den erforderlichen Querschnittstyp in Abhängigkeit von der Spannweite und der Lagerung zu ermitteln. Dazu werden die ermittelten Grenzkurven der einzelnen Lagerungsfälle übereinander gelegt (Abbildung 4.1).
Daraus läßt sich bei bekannter Spannweite und Lagerung, der erforderliche Querschnittstyp rasch ablesen.

4.2 Anmerkungen

Die vorangegangenen Untersuchungen haben gezeigt, dass dieses Deckensystem für die praktische Anwendung im Büro- Industrie und Hochhausbau durchaus geeignet ist. Durch die Vorfertigung der Regelelemente im Fertigteilwerk und der einfachen Montage auf der Baustelle, steht überdies ein sehr flexibles Deckensystem zur Verfügung.
Um die Stärken dieses Deckensystems jedoch voll auszunützen, muss bereits im Zuge der Planung auf die Besonderheiten dieser Konstruktion Rücksicht genommen werden.
Je nach Lage der Deckenelemente im Gesamtsystem der Decke ergeben sich teilweise starke Unterschiede in der Beanspruchung der einzelnen Querschnittsbereiche. So treten bei einem Innenfeld sehr ausgewogene Schnittgrößen auf und die Auslastung der einzelnen Bereiche ist relativ gleichmäßig. Dementsprechend sind auch schon mit kleinen Querschnittshöhen beträchtliche Spannweiten von $11.0\,m$ möglich. Mit den größeren Querschnittstypen sind bei quadratischem Stützenraster Felder bis zu $15 * 15\,m$ und bei rechteckigem Raster sogar bis zu etwa $17 * 8\,m$ möglich.
Bei einem Deckenrandfeld kommt es jedoch, durch das fehlende Stützmoment am freien Ende, zu einer Vergrößerung des Feldmomentes. Da die Momentenaufnahme im Bereich des Feldes aber durch die maximal einlegbare Bewehrung begrenzt ist, ergibt sich bei gleicher Querschnittshöhe eine etwas geringere Spannweite als bei einem Innenfeld.
Diese Spannweiteneinbuße läßt sich aber durch die Anbringung eines Kragarmes

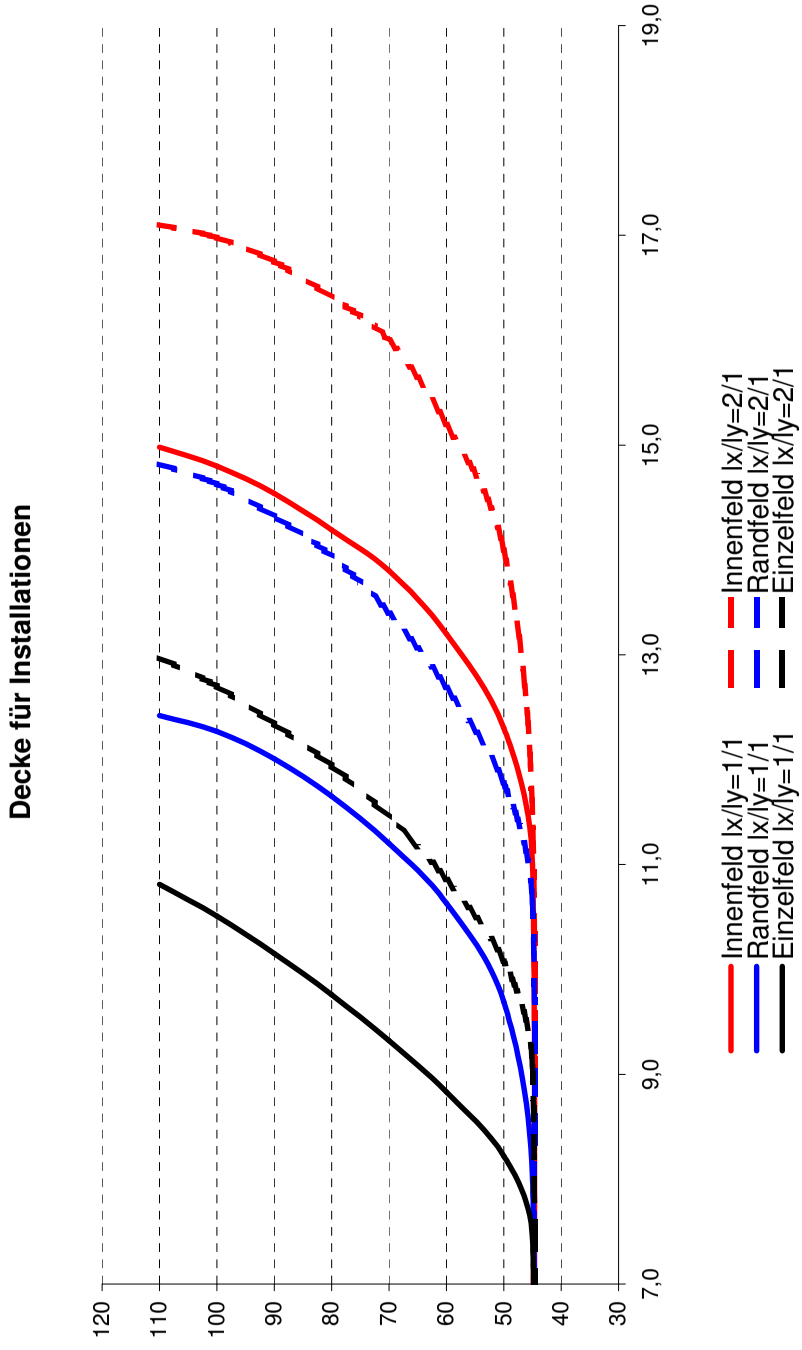


Abbildung 4.1: Bemessungsdiagramm der Decke für Installationen

sehr gut kompensieren und im optimalen Fall sind damit im Randfeld auch Spannweiten wie beim Innenfeld möglich.
Der Lagerungsfall des Einzelfeldes kann als unterer Grenzwert der möglichen Spannweiten angesehen werden und tritt bei einem Hochbau in dieser Form nicht auf. In den meisten Fällen liegen teilweise Einspannungen in Wänden oder Trägern vor.
Bei diesem idealen, statisch bestimmten Lagerungsfall wäre ausschließlich die Feldbewehrung bzw. der Querschnitt der Betondruckzone im Obergurt die bestimmende Größe für die erreichbare Spannweite.
Sollten diese Einspannungen an den Enden nicht ausreichend sein, kann durch geeignete Gegenmaßnahmen, wie z.B. eine örtliche Verstärkung im Feldbereich, oder aber auch durch eine besondere Systemgestaltung darauf reagiert werden.
Eine einfache Möglichkeit zur Verbesserung des Tragverhaltens stellt die Anbringung von Auskragungen an beiden freien Enden dar. Dadurch wird ein Stützmoment im Bereich der Randstützen erzeugt, welches die Feldmomente deutlich verringert. Im Idealfall sind hier ebenfalls Spannweiten wie bei einem Innenfeld erzielbar.
Mit den hier durchgeführten Berechnungen und Nachweisen, konnte ein möglicher Anwendungsbereich des Deckensystems in Abhängigkeit von der Lagerung der Deckenelemente ermittelt werden. Es wurden dabei die jeweils maßgebenden Bereiche der Elemente untersucht und unter Ermittlung deren Auslastung die mögliche Spannweite ermittelt.
Bei der durchgeführten statischen Berechnung handelt es sich um eine allgemeine Statik, welche ausschließlich dazu dient, die Spannweitenbereiche der einzelnen Querschnittstypen unter festgelegten Lagerungsbedingungen abzuschätzen.
Daraus läßt sich kein genereller Nachweis für das vorliegende Deckensytem ableiten und es ist in allen Fällen eine Ausführungsstatik notwendig.

Literaturverzeichnis

[1] *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken.* Österreichisches Normungsinstitut, 1020 Wien, 2005.

[2] *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke.* Österreichisches Normungsinstitut, 1020 Wien, 2006.

[3] *RSTAB Programmbeschreibung.* Ingenieur-Software Dlubal GmbH, 2008.

[4] O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger. *Skriptum Betonbau I.* Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, 2008.

[5] O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger. *Skriptum Betonbau II.* Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau, 2008.

[6] Thomas Krapfenbauer. *Bautabellen.* Jugend & Volk, 2008.

[7] H. Rubin O. Univ. Prof. Dr. *Baustatik 1; Stbl. 1.17 Stabkraftermittlung parallelgurtiger Fachwerke aus M und Q.* Technische Universität Wien Institut für Baustatik, 1993.

[8] Alfred Pauser. *Beton im Hochbau Handbuch für den konstruktiven Vorentwurf.* Verlag Bau und Technik, 1998.

[9] O. Univ. Prof. Dr. H. Rubin. *Baustatik 1; Stbl. 1.19 Schubsteifigkeit und Biegesteifigkeit parallelgurtiger Fachwerke.* Technische Universität Wien Institut für Baustatik, 1993.

[10] Otto W. Wetzell. *Wendehorst Bautechnische Zahlentafeln.* B. G. Teubner, 2002.

Abbildungsverzeichnis

1.1 Systemvergleich einer Flachdecke mit Installationsdecke 8
1.2 mögliche Abwasserführung Ø 150 mm 9

2.1 Stabwerkmodell des Regelbereichs 11
2.2 Querschnitt $h = 50\,cm$ 14
2.3 Querschnitt $h = 70\,cm$ 14
2.4 Querschnitt $h = 90\,cm$ 15
2.5 Querschnitt $h = 110\,cm$ 15
2.6 Übersicht Querschnittstypen 16
2.7 Massivdecke - Installationsdecke 17
2.8 Übersicht der möglichen Querschnittstypen 18
2.9 nutzbare Querschnittsöffnungen 19

3.1 Übersicht der Gesamtbelastungen 21
3.2 Bewehrungsführung in der Rippe 21
3.3 Rippenquerschnitt im Übergangsbereich 23
3.4 Kraftableitung 25
3.5 Belastungsbilder 26
3.6 Übersicht Deckenfeld 27
3.7 ebenes Balkenmodell mit Schnittgrößen 28
3.8 Abminderungsfaktoren beim ebenen Balkenmodell 32
3.9 Querschnitt im Stützen- und Feldbereich 33
3.10 Kraftfluss im Auflagerbereich 34
3.11 ebenes Balkenmodell mit Schnittgrößen 36
3.12 allgemeine Bezeichnungen für Balken- und Stabwerkmodell . . . 37
3.13 Momenten und Querkräfte aus dem Balkenmodell 37
3.14 ebenes Stabwerkmodell TYP 70 39
3.15 Schnittgrößen am Stabwerkmodell 40
3.16 Ergebnisse der Berechnungsmodelle 41
3.17 Knotenmodell 42
3.18 Geometrie des dreidimensionalen Balkenmodells 43
3.19 Einteilung des Deckenfeldes 45
3.20 Deckenfeld 46
3.21 Trägerrost 47
3.22 räumliches Balkenmodell 48
3.23 Vergleich der M-Verläufe 48
3.24 M-Verlauf bei Haupt- und Nebenrippe 50
3.25 Ergebnisse 50

3.26 Bemessungsschnittgrößen 51
3.27 Ausnutzungsgrad der Zug- und Druckglieder 53
3.28 Nachweis Innenfeld für $l_x : l_y = 1 : 1$ 54
3.29 Nachweis Innenfeld für $l_x : l_y = 2 : 1$ 55
3.30 Vergleich der M-Verläufe 56
3.31 Anwendungsbereich beim Innenfeld 57
3.32 Auslastungsgrad beim Innenfeld 57
3.33 Querkraftverlauf an der Randstütze 59
3.34 System und Schnittgrößen Randfeld 59
3.35 Detailmodell der Vertikalen 61
3.36 Schnittgrößen am Stabwerkmodell 63
3.37 Ergebnisse der Berechnungsmodelle 64
3.38 räumliches Balkenmodell Randfeld 64
3.39 Schnittgrößenvergleich an der Hauptrippe 65
3.40 Ausschnitt aus dem räumlichen Stabwerkmodell des Randfeldes . 66
3.41 Schnittgrößen am räumlichen Stabwerkmodell. 67
3.42 Ergebnisse der 2D/3D Balken- und Stabwerkmodelle 68
3.43 Bemessungsschnittgrößen 68
3.44 Ausnutzungsgrad Typ 70 bei $12.0\,m$ Spannweite 69
3.45 Nachweis Randfeld für $l_x : l_y = 1 : 1$ 71
3.46 Nachweis Randfeld für $l_x : l_y = 2 : 1$ 72
3.47 Anwendungsbereich beim Randfeld 73
3.48 Auslastungsgrad beim Randfeld 73
3.49 Endfeld mit optimalem Kragarm 74
3.50 möglicher Spannweitenvergleich in Abhängigkeit von der Kragarmlänge 75
3.51 Nachweis des Einzelfeldes 76
3.52 Anwendungsbereich Einzelfeld 77
3.53 Auslastungsgrad beim Einzelfeld 77
3.54 Anwendungsbereich Einzelfeld mit verstärkter Platte 78
3.55 Systemvariationen Einzelfeld 80
3.56 Vergleich der Momentenverläufe 80

4.1 Bemessungsdiagramm der Decke für Installationen 82