

Die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof in Dresden – Synthese von Funktion, Gestaltung und Konstruktion

B. Dressel ¹⁾, S. Liedert ¹⁾, M. Kahl ²⁾

¹⁾ *Ingenieurbüro für Bautechnik Prof. Dressel & Partner, Dresden*
E-Mail: info@ib-dressel.de

²⁾ *Leonhardt, Andrä und Partner*
Beratende Ingenieure GmbH, Dresden
E-Mail: contact@dd.lap-consult.com

Zusammenfassung

Mit der Entscheidung, den Kleinen Schlosshof zu überdachen und als zentrales Foyer zu nutzen, wurde die Voraussetzung für ein bemerkenswertes Ingenieurbauwerk geschaffen. Die von Prof. Kulka entworfene Stabwerkskuppel ist beispielgebend für die funktionsgerechte Ergänzung eines Baudenkmals durch ein innovatives, dem gegenwärtigen Stand der Technik entsprechendes Tragwerk. Bedingt durch die eingeschränkte Tragfähigkeit der vorhandenen Bausubstanz bestand die Zielstellung für die Optimierung der Stabwerkskuppel darin, die auf die Bestandskonstruktion einwirkenden horizontalen Auflagerkräfte zu minimieren.

Abstract

The decision to roof the “Kleinen Schlosshof” and to use this area as a central foyer was the precondition for creation a remarkable structure. The frame dome designed by Prof. Kulka is an outstanding example of a functional addition to a historical monument by way of an innovative state of the art construction. Due to the weak load bearing capacity of the old masonry the optimization of the frame dome was aimed at minimizing the horizontal supporting loads on the existing structure.

1 Einleitung

Die Ursprünge des Dresdner Schlosses gehen zurück auf eine kastellartige Anlage aus dem Jahre 1230, von der noch heute Teile im Bereich des Ostflügels – die so genannte Kemenate – erhalten sind. Das Kastell wurde in der Nähe einer alten Elbquerung errichtet, die bereits 1287 durch eine 8 m breite und 560 m lange steinerne Brücke ersetzt wurde. In der zweiten Hälfte des 15. Jahrhunderts wurde die Anlage unter Kurfürst Ernst und Herzog Albrecht zu einer repräsentativen vierflügligen Burganlage umgebaut. Kurfürst Moritz, unter dem Dresden im Jahr 1547 kurfürstliche Residenz geworden war, ließ ab 1548 die Burganlage in eines der prachtvollsten europäischen Renaissanceschlösser umbauen und erweitern. Zwischen 1590 und 1594 wurde ein weiterer Südflügel errichtet, bei dem es sich aber zunächst um einen einfachen Erweiterungsbau mit einem zweigeschossigen offenen Laubengang handelte. Dadurch entstand der Kleine Schlosshof.

Die Grundsubstanz des heutigen Mauerwerks der Wände, Pfeiler und Fundamente stammt zum großen Teil noch aus dieser Zeit. Bei dem am Ende des 19. Jahrhundert erfolgten Umbau

wurden die Fassaden und Dächer im Stil der Neorenaissance umgestaltet und der Südflügel angebaut.

Nach der Zerstörung am 13. Februar 1945 stand das Schloss lange Zeit als Ruine mitten im Zentrum Dresdens. Nur dem Engagement zahlreicher Dresdner, in erster Linie Denkmalpfleger, Architekten, Kunsthistoriker und Bauingenieure ist es zu verdanken, dass der Abriss verhindert und der schrittweise Wiederaufbau vorbereitet werden konnte (vgl. [1] und [2]). Nach der Fertigstellung der Semperoper begannen im Jahre 1986 die Arbeiten zur Sicherung der Bausubstanz, die dann nach der Wiedervereinigung in den endgültigen Wiederaufbau einmündeten.

Im vergangenen Jahr wurden mit der Rohbaufertigstellung des Ostflügels die wesentlichen Baumaßnahmen zur äußeren Wiederherstellung der Schlossanlage beendet. Mit der Eröffnung des historischen Grünen Gewölbes an seinem ursprünglichen Standort im Westflügel wurde das Konzept der musealen Nutzung des Schlosses der Öffentlichkeit eindrucksvoll vor Augen geführt.

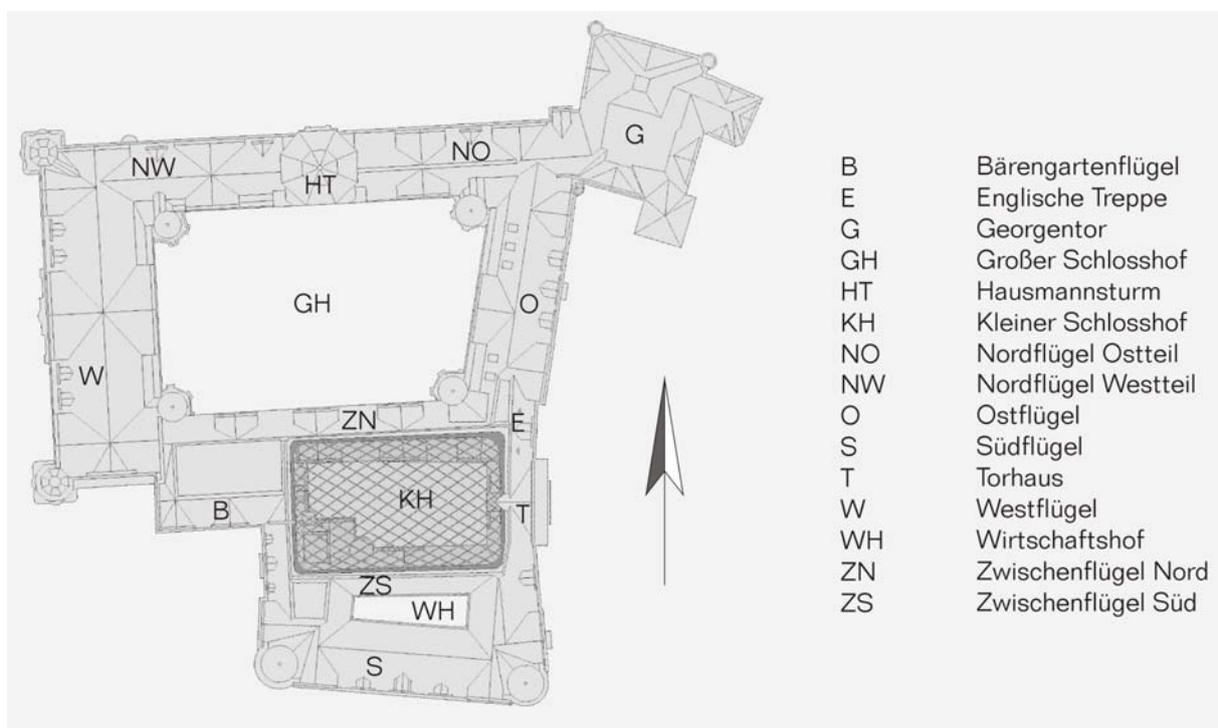


Abb. 1 Übersicht der Gebäudeteile des Dresdner Residenzschlusses im Grundriss mit der Überdachung des Kleinen Schlosshofes

Um für die zu erwartende große Zahl von Besuchern einen zentralen Foyerraum zu schaffen, von dem aus sich der Besucherstrom auf die einzelnen Museen und Einrichtungen verteilen kann, wurde im Jahre 2002 auf der Grundlage einer entsprechenden Studie beschlossen, den kleinen Schlosshof zu überdachen (vgl. Abb. 1).

Aus den verschiedenen Entwürfen zur Überdachung hat sich die von Prof. Kulka entworfene filigrane Stabwerkskuppel als die aus funktioneller, gestalterischer und statisch-konstruktiver Sicht günstigste Lösung durchgesetzt.

2 Funktionelle und gestalterische Anforderungen

Wie an dem Modell des Schlosses (vgl. Abb. 2) zu erkennen ist, überwölbt die Stabwerkskuppel netzartig den gesamten Innenhof. Sie setzt dicht unter der Firstlinie an, um die Vielzahl der Ziergiebel und Dachgauben in ihrer optischen Wirkung nicht zu beeinträchtigen.



Abb. 2: Modell des Schlosses mit Überdachung des Kleinen Schlosshofes

Die filigrane, rautenartige Struktur der Stabwerkskuppel mit gekreuzten Diagonalen geht an den Rändern in einen umlaufenden Randfachwerkträger über, der die Kuppel am Rande versteift und in der Lage ist, die Auflagerkräfte an geeigneten Stellen in die Dachkonstruktion einzuleiten (vgl. Abb. 3). Demnach setzt sich die Stabwerkskuppel aus der Gitterschale und dem Randfachwerkträger im Bereich der Kuppelbasis zusammen. Die Abmessungen der im Grundriss nahezu rechteckigen Stabwerkskuppel betragen maximal 44,7 m x 29,1 m. Der Stich beträgt 8,35 m, davon nimmt die Gitterschale eine Höhe von 7,0 m ein.

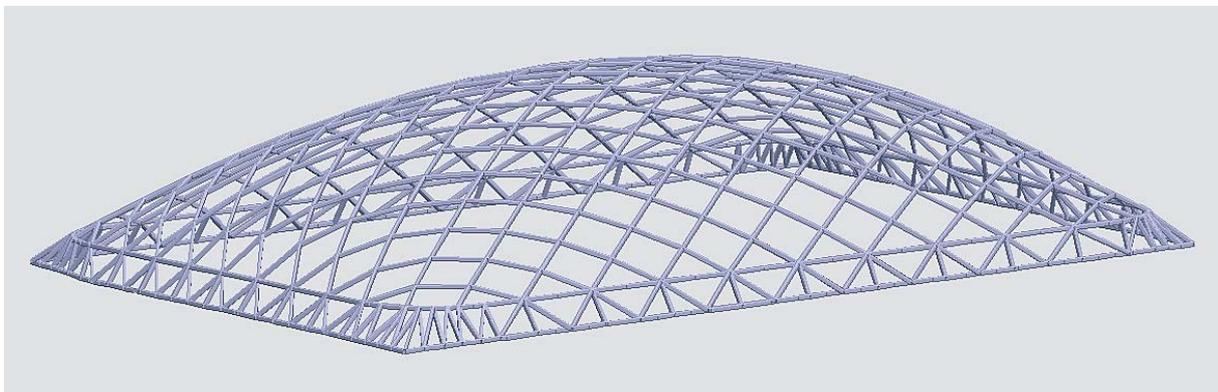


Abb. 3 Strukturmodell der Stabwerkskuppel, bestehend aus Gitterschale und umlaufendem Randfachwerkträger an der Kuppelbasis

Die gewünschte Transparenz der Überdachung wird durch den Einsatz von luftgefüllten Folienkissen erreicht, die die Felder zwischen den polygonalen Gitterträgern überspannen. Die ETFE-Folienkissen, die unter anderem bei der Allianz-Arena in München eingesetzt worden sind und dort die Außenfassade strukturieren, haben den Vorteil, dass sie extrem leicht sind und sich gut an die windschiefe Geometrie der rautenartigen Felder anpassen, die zudem noch unterschiedliche Abmessungen haben. Eine Verglasung als Alternative wäre schwerer und würde unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten ebene Teilflächen erfordern. Das hätte zur Folge, dass die Rauten durch einen zusätzlichen Stab jeweils in zwei Dreiecksflächen geteilt werden müssten.

Ein Nachteil der Verwendung von Folienkissen besteht in dem mit der Druckhaltung verbundenen ständigen Wartungsaufwand. Der Luftdruck in den Kissen muss bei einer planmäßigen Leckluftrate von ca. 5% permanent durch Kompressoren nachgespeist werden. Durch die geplante Luftführung unmittelbar in den Hohlprofilen der Tragkonstruktion kann der Wartungsaufwand jedoch minimiert werden. Voraussetzung dafür ist, dass die lufttechnische Anlage so gesteuert wird, dass weder in den Kissen noch in den Hohlprofilen Kondenswasser entsteht.

Um trotz der Unregelmäßigkeiten in den Dachflächen eine weitgehend regelmäßige Struktur der Stabwerkskuppel zu erreichen, wird die Neigung und der Achsabstand zwischen Ober- und Untergurt des umlaufenden Randfachwerkträgers variiert. Dabei ist dessen Höhe bezogen auf eine vertikale Projektionsfläche stets konstant, so dass der Obergurt in einer horizontalen Ebene liegt. Je nach den örtlichen Gegebenheiten der vorhandenen Dachkonstruktion wird der Randfachwerkträger auf unterschiedlich ausgebildeten Stützstellen abgesetzt. Damit diese konstruktiven Details ebenso wie zum Beispiel die Regenwasserableitung optisch nicht in Erscheinung treten und den Gesamteindruck stören, wird der Randfachwerkträger zur Innenhofseite hin verblendet (vgl. Abb. 4).

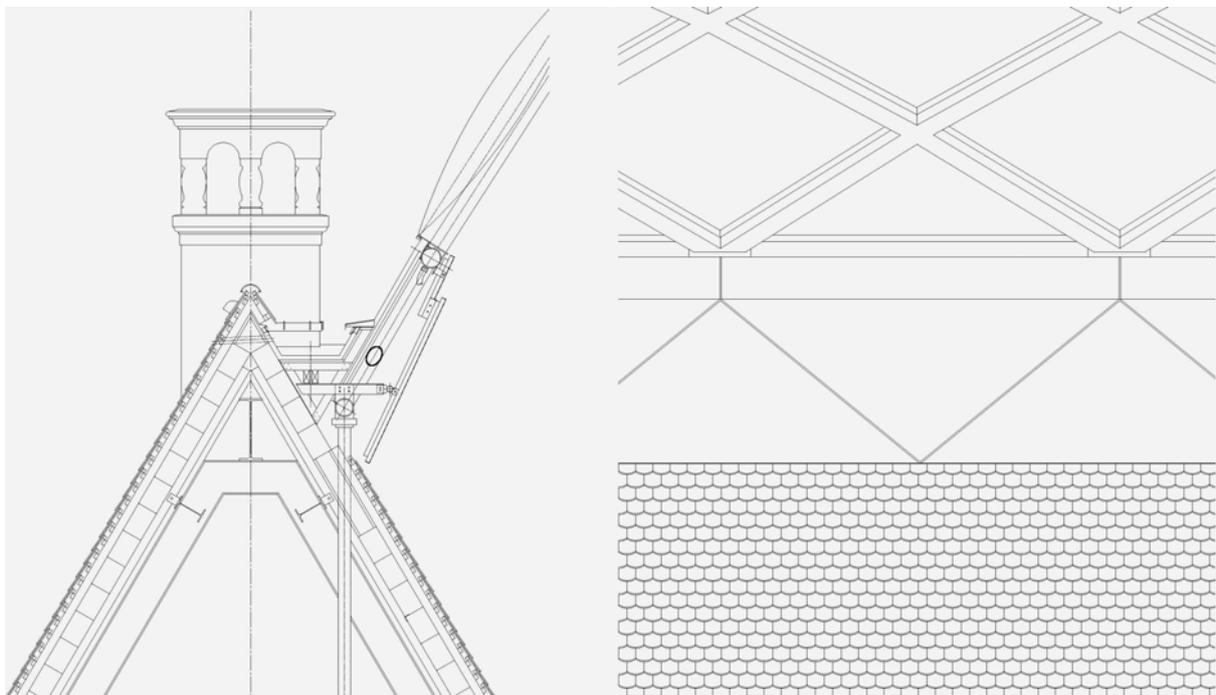


Abb. 4 Schnitt und Ansicht des Anschlusses der Stabwerkskuppel an die bestehende Dachkonstruktion

Weitere funktionelle und gestalterische Anforderungen ergeben sich aus den bauphysikalischen Gesichtspunkten der Nutzung des Innenhofes als Foyer. Untersuchungen zur Raumtemperatur führten zur Anordnung von Lüftungsöffnungen im Scheitel der Kuppel. Diese ermöglichen, dass die sommerliche Temperaturbeanspruchung der Tragkonstruktion um rund 15° Kelvin reduziert wird.

Hinsichtlich des Brandschutzes ist davon auszugehen, dass sich im Foyer, zumindest bei größeren Veranstaltungen, mehr als 200 Personen aufhalten, so dass die Tragkonstruktion gemäß Versammlungsstätten-Verordnung feuerhemmend auszubilden wäre. Um den damit verbundenen Kostenaufwand zu reduzieren, wurde im Rahmen des Brandschutzgutachtens eine genauere Betrachtung der Schutzziele, des Brandverhaltens und der möglichen Kompensationsmaßnahmen durchgeführt.

Im Ergebnis dieser Untersuchungen wurde festgestellt, dass auf eine feuerhemmende Beschichtung verzichtet werden kann, ohne das notwendige Sicherheitsniveau zu unterschreiten. Dabei spielten zwei Gesichtspunkte eine entscheidende Rolle: zum einen schmelzen die ETFE-Folien bei rund 200 °C, so dass die Wärme bei höheren Temperaturen ungehindert entweichen kann, zum anderen verfügt die Stabwerkskuppel aufgrund des hochgradig statisch unbestimmten Systems über ausreichende Redundanz hinsichtlich der Tragwirkung, so dass der lokale Ausfall von Stäben nicht zum Versagen des Gesamtsystems führt.

Für die Auflagerkonstruktionen in den Dachböden war laut Brandschutzgutachten nachzuweisen, dass die ausreichende Tragfähigkeit für die außergewöhnliche Bemessungssituation auch dann gegeben ist, wenn mindestens zwei nebeneinanderliegende Stützpunkte der Gitterschale versagen. Auflagerkonstruktionen, in denen dieser Nachweis zu einer rechnerischen Überlastung führt, erhalten eine F30-Beschichtung.

3 Formfindung unter Berücksichtigung der Bestandskonstruktion

Von den verschiedenen Methoden der Formfindung von Kuppeln und Schalen (vgl. [3] und [4]) wurde vom Tragwerksplaner der Phase Entwurfsplanung die Mittelflächengeometrie für die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof auf der Grundlage von Umkehrformen entwickelt. Das Optimierungskriterium des Formfindungsprozesses war daher zunächst die Minimierung der Formänderungsenergie. Über den nahezu rechteckigen Grundriss der Umrandung wurde ein Seilnetz gespannt und mit Vertikalkräften belastet. Anstelle der experimentellen Formfindung mit Hilfe von Hängemodellen, die bereits im 19. Jahrhundert Hübsch, Henschel und Mohrmann für die Errichtung von Gewölben in unterschiedlicher Weise entwickelten und anwendeten (vgl. [5] und [6]) sowie Anfang des 20. Jahrhunderts Gaudí für das komplexe Tragwerk der Sagrada Familia in Barcelona konstruierte, wurden die Verformungen des Seilnetzes - den heutigen Möglichkeiten entsprechend - mittels numerischer Simulationen erzeugt. Die Ermittlung der Gleichgewichtsform erfolgte dabei iterativ mit einem geeigneten Rechenprogramm nach Theorie III. Ordnung. Anschließend wurde das Stabwerksnetz vom Tragwerksplaner in Zusammenarbeit mit dem Architekten so modifiziert, dass eine gleichmäßige Flächenaufteilung entstand und sich zweckmäßige Kissenformen ergaben.

Die Methode der Formfindung anhand von belasteten Netzen als Hängemodelle liefert räumliche Strukturen, in denen nach der Umkehrung der gefundenen Form ausschließlich

axiale Druckkräfte wirken. Dabei ist vorauszusetzen, dass die auf das Tragwerk einwirkenden Lasten mit den im Formfindungsprozess berücksichtigten Lasten übereinstimmen und dass die Auflagerbedingungen des Tragwerks den Randbedingungen des Rechenmodells entsprechen. Demnach ist die Vorgabe eines formbestimmenden Lastfalls erforderlich. Alle weiteren Lasten müssen Beanspruchungen von untergeordneter Größe hervorrufen, wenn die Struktur die zuvor genannte Eigenschaft besitzen soll.

Bei massiven Konstruktionen, wie z.B. gemauerten Gewölben, wurde zu Recht der Lastfall Eigenlast als dominanter Lastfall zugrunde gelegt.

Für die Stabwerkskuppel über dem Kleinen Schlosshof mit ihrer äußerst leichten Eindeckung aus luftgefüllten Folienkissen und der geringen Eigenlast der Konstruktion entfällt jedoch die Dominanz eines einzelnen formbestimmenden Lastfalls, vielmehr wirken neben der nahezu symmetrischen Eigenlast weitere, bzgl. der Eigenlast nichtkonforme und insbesondere nichtsymmetrische Lasten von mindestens gleicher Größenordnung.

Sowohl bei der Formgebung als auch bei der baulichen Durchbildung der Stabwerkskuppel war aus statisch-konstruktiver Sicht primär die Ableitung der Lasten aus der Überdachung in die den Kleinen Schlosshof umschließenden Gebäude sicherzustellen. Diesbezüglich wurde zunächst ein Konzept für die Lastableitung aus der Überdachung erarbeitet. Die Ableitung der Auflagerkräfte im bereits weitgehend fertiggestellten Bestand soll unter Berücksichtigung möglicher Verstärkungsmaßnahmen sowohl über die vorhandene Dachkonstruktion als auch über zusätzliche, im Dachbereich neu einzubauende Tragglieder erfolgen.

Daraus ergab sich die neue und wesentliche Zielsetzung in Bezug auf die Optimierung der Stabwerkskuppel, die Lasten aus der Überdachung möglichst gering zu halten und vor allem **die horizontalen Auflagerkräfte der Kuppel zu reduzieren**, so dass ohne größere Ertüchtigungsmaßnahmen die ausreichende Tragfähigkeit der Bestandskonstruktion gegeben ist. Da folglich die äußeren Reaktionskräfte und nicht die inneren Schnittkräfte der Strukturform als Kriterium für die Optimierung festgelegt wurden, war zu erwarten, dass die im Formfindungsprozess entwickelte Geometrie nicht unbedingt zu einem günstigen Beanspruchungszustand in der Kuppel selbst führen muss.

Hängeformen, die über einer rechteckförmigen, ebenen Berandung erzeugt werden, sind dadurch gekennzeichnet, dass die synklastische Krümmung der Mittelfläche im Scheitel in eine antiklastische Krümmung in den Eckbereichen der Berandung übergeht. Flächenbereiche mit wechselnder Gaußscher Krümmung wirken sich i.a. ungünstig auf das Stabilitätsverhalten von Schalenstrukturen aus. Deshalb wurde als weiteres Ziel der Optimierung ein **günstiges Stabilitätsverhalten** der Gitterschale durch eine hierfür geeignete und zugleich ansprechende Geometrie formuliert.

Im Wesentlichen bestehen zwei Möglichkeiten, **die horizontalen Auflagerkräfte der Kuppel** wirksam zu **reduzieren**.

Aus den Gleichgewichtsbeziehungen der Kräfte nach der Membrantheorie ergeben sich für diejenige Kuppelschale geringe horizontale Auflagerkräfte in Bezug zu den resultierenden, deren Mittelfläche an der Kuppelbasis steil geneigt ist. Demnach können die horizontalen Auflagerkräfte der Stabwerkskuppel durch die **Formgebung im Bereich der Kuppelbasis** beeinflusst werden. Die aus Gitterschale und Randfachwerkträger zusammengesetzte Stabwerkskuppel wird durch polygonale Trägerscharen charakterisiert, deren Knickpunkte auf der idealisierten Mittelfläche liegen. Da der umlaufende Randfachwerkträger stets die beiden Randglieder eines polygonalen Trägers der Stabwerkskuppel bildet, besteht die erste

Möglichkeit zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte darin, den Anstieg des Randfachwerkträgers möglichst groß zu wählen.

Die senkrecht zum Auflagerrand wirkenden Horizontalkomponenten der Stützkkräfte entstehen durch die Behinderung der mit der Krafrichtung übereinstimmenden Verschiebung des Kuppelrandes. Daher werden die horizontalen Auflagerkräfte verringert, wenn sich der Kuppelrand zunehmend frei verschieben kann. Im Grenzfall des in horizontaler Richtung frei verschieblichen Kuppelrandes stützen allein die inneren Ringzugkräfte die Kuppel. Demzufolge besteht die zweite Möglichkeit zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte in der Ausbildung von *elastischen Horizontalauflagern*. Infolgedessen werden jedoch zu Gunsten der geringeren Horizontalkräfte Randstörungen verursacht, die in der Stabwerkskuppel vor allem zu Biegebeanspruchungen infolge von Krepelmomenten führen.

Beide Möglichkeiten zur Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte der Stabwerkskuppel wurden angewandt.

Im Hinblick auf die erarbeiteten Optimierungsziele wurden im Rahmen der bautechnischen Prüfung bereits in der Phase Entwurfsplanung Variantenuntersuchungen durchgeführt und Empfehlungen hinsichtlich einer günstigen Formgebung der Stabwerkskuppel sowie der konstruktiven Durchbildung des Gesamttragwerks auch unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Aspekte gegeben.

Die Untersuchungen ergaben, dass mathematische Formulierungen auf der Grundlage von Ellipsenscharen für die idealisierte Mittelfläche der Kuppel am zweckmäßigsten sind. Bei dem vom Architekten fest vorgegebenen Verhältnis der Spannweite zur Stichhöhe von ca. 3,5 ermöglichen vor allem Ellipsen eine geeignete *Formgebung im Bereich der Kuppelbasis*. Im Gegensatz zu Flächen, die an Hand von Umkehrformen beschrieben oder auf der Grundlage von Parabeln erzeugt werden, sind die durch Ellipsen dargestellten Flächen in den Randbereichen stets stärker gekrümmt als im Scheitelbereich. Damit ist es möglich, die Mittelfläche entlang des Randes bzw. den Randfachwerkträger als Sehne benachbarter Punkte auf der Ellipse stärker zu neigen. Die Erzeugung der für die Mittelfläche geeigneten Formen erfolgte durch Vorgabe geometrischer Randbedingungen für die Ellipsenscharen.

Im Zuge der Genehmigungsplanung erfolgte die Modifikation der Kuppelform, die Überarbeitung der Konstruktion des Randfachwerkträgers, die Ausbildung elastischer Auflager und die Planung der Lastabtragung im Bestand unter Berücksichtigung dieser Empfehlungen.

Schließlich wurden im Formfindungsprozess in Zusammenarbeit zwischen dem Tragwerksplaner und dem Architekten die Kuppelform sowie die Auflagerbedingungen im Hinblick auf die o.g. Optimierungsziele modifiziert. Zur Beschreibung der Kuppelgeometrie dienten Ellipsenabschnitte, die bzgl. vertikaler Schnittebenen dargestellt wurden.

Der umlaufende Randfachwerkträger der Stabwerkskuppel wird jeweils in Seitenmitte der im Grundriss nahezu rechteckigen Kuppelberandung eine max. Neigung von ca. 60° in Bezug zur Horizontalebene haben. Die horizontale Auflagerung der Stabwerkskuppel senkrecht zu den Umfassungswänden wird auf die mittleren Bereiche der Kuppelseiten beschränkt und erfolgt elastisch. Die hinsichtlich ihrer Steifigkeit definierten *elastischen Horizontalauflager* sollen Federauflager sicherstellen. Zur Gewährleistung der horizontalen Verschieblichkeit der anderen Auflager werden Elastomerlager mit Gleitschicht bzw. Pendelstützen verwendet (vgl. Abschnitt 7).

Die aus sich kreuzenden, diagonal verlaufenden Trägerscharen gebildete Gitterschale stützt sich auf den als Zugring wirkenden, umlaufenden Randfachwerkträger. Damit wird in der Kombination mit elastischen Horizontalauflagern ein wesentlicher Teil der Kuppellasten über die zu den Eckbereichen des Rechteckgrundrisses führenden Träger der Gitterschale

abgetragen. Der Horizontalschub dieser Träger wird zum großen Teil durch Ringzugkräfte kompensiert, die in den Randfachwerkträgern aktiviert werden (vgl. Abb. 5). Damit ergibt sich gegenüber dem in der Phase Entwurfsplanung vorgesehenen Tragwerk mit umseitig festen Auflagern eine deutliche Reduzierung der horizontalen Auflagerkräfte.

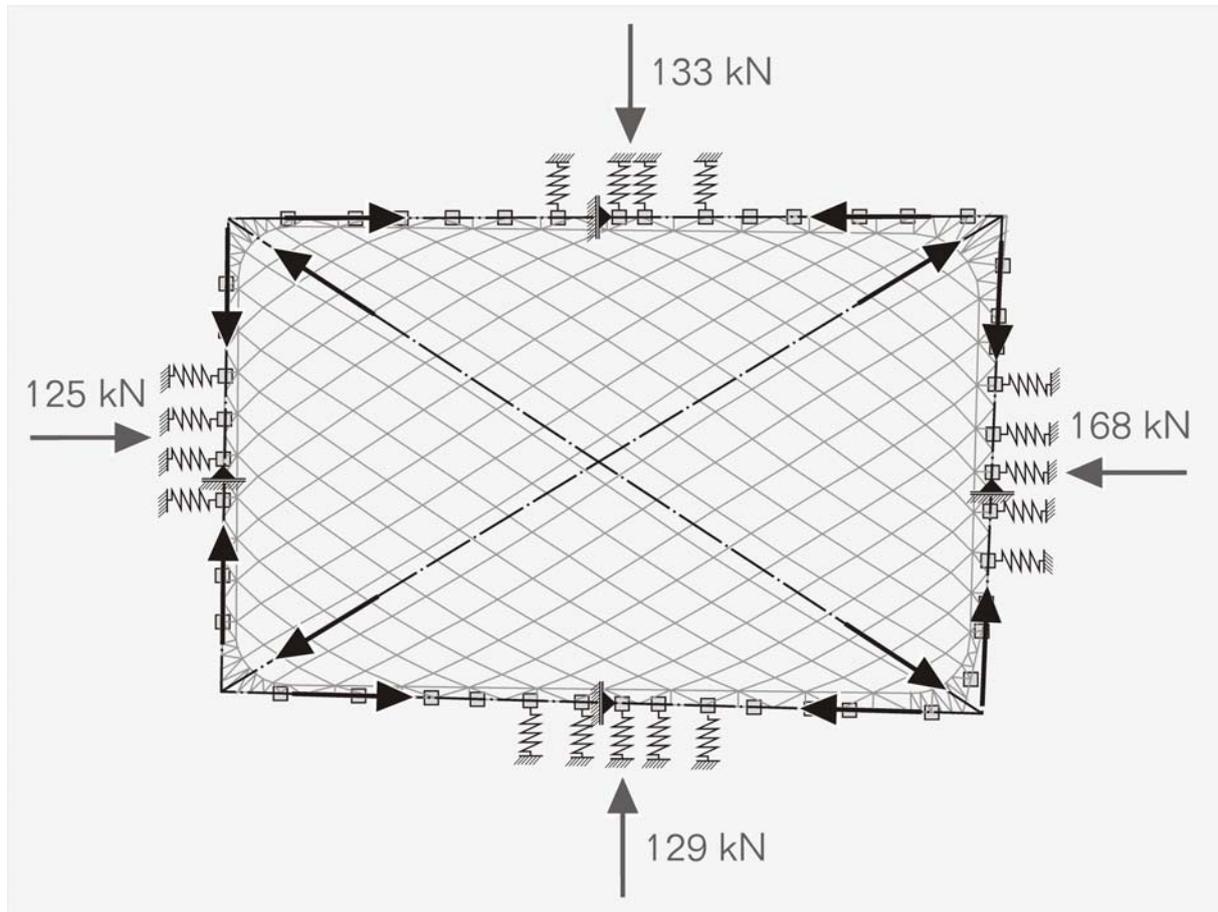


Abb. 5 Haupttragwirkung, Lagerschema und resultierende horizontale Auflagerkräfte senkrecht zu den Umfassungswänden

Im Hinblick auf ein **günstiges Stabilitätsverhalten** wurde die Stabwerkskuppel in ihrer Form so angepasst, dass die idealisierte Mittelfläche zur Beschreibung der Kuppelgeometrie über eine stets positive Gaußsche Krümmung verfügt. Diesbezüglich war auch hier die Darstellung der Geometrie mit stetigen und positiv gekrümmten Ellipsenabschnitten vorteilhaft.

Das Tragverhalten der Stabwerkskuppel entspricht keinem idealen Schalenträgerverhalten, unter anderem bedingt durch die Randstörungen im Auflagerbereich und die Ausbildung der Gitternetzschale mit Rauten. Es gelang aber, durch geeignete konstruktive Lösungen sowie durch Optimierung der Kuppelgeometrie das Schalenträgerverhalten teilweise zu nutzen und auf diese Weise zu einer für ein biege- und normalkraftbeanspruchtes Tragwerk beachtlichen Schlankheit zu gelangen.

4 Einwirkungen

Neben der Eigenlast waren für die Bemessung der Stabwerkskuppel Schnee-, Wind- und Temperaturlasten zu berücksichtigen.

Die Annahmen zu den Schneelasten erfolgten auf der Grundlage von DIN 1055-5 (Juli 2005). Es wurden sowohl eine gleichmäßige Schneelast als auch nichtsymmetrische Schneelastverteilungen untersucht.

Zur Beschreibung der nichtsymmetrischen Schneelastverteilungen auf der Dachfläche wurden die auch hinsichtlich ihres Funktionsverlaufes abweichenden Ansätze für Tonnendächer der DIN 1055-5 und der TGL 32274/05 (Dezember 1976) verwendet. Vergleichsberechnungen zeigten, dass die Lastansätze gemäß DIN 1055-5 für die Stabwerkskuppel maßgebend werden.

Zwischen dem Randfachwerkträger an der Kuppelbasis und den Dachfirsten der vorhandenen, den Kleinen Schlosshof umschließenden Gebäude entsteht eine umlaufende Sicke.

Verwehungen und Abrutschungen des Schnees von den Dächern der vorhandenen Gebäude sowie das Abgleiten der Schneemassen von der Kuppel können zu Schneesackbildung in dieser Sicke führen. Die sich daraus ergebenden möglichen Lasten fanden Berücksichtigung.

In der Phase Entwurfsplanung erfolgte die Bestimmung der Windlasten auf der Grundlage der Norm E DIN 1055-4 in der Fassung vom 27.02.2004, da diese gegenüber der zu der Zeit noch gültigen und bauaufsichtlich eingeführten Windlastnorm DIN 1055, Teil 4 (August 1986) eine differenzierte Ermittlung des Staudruckes in Abhängigkeit zur topografischen Lage des Standortes und der Höhe des Bauwerkes ermöglichte. Da sowohl E DIN 1055-4 als auch DIN 1055, Teil 4 für gewölbte Dächer und Kuppeln keine Außendruckbeiwerte enthalten, wurden diese nach Rücksprache des Prüfsachverständigen mit dem Regierungspräsidium Leipzig, Landesstelle für Bautechnik aus DIN EN 1991-1-4 entnommen.

Um wirklichkeitsnähere Windeinwirkungen zu berücksichtigen und diesbezüglich die Beeinflussung durch die vorhandenen Gebäude des Schlosses zu erfassen, wurden im Zuge der Ausführungsplanung die Bemessungswindlasten anhand von Windkanaluntersuchungen bestimmt. Zusätzlich zu den experimentell ermittelten Winddruck- und Windsogkräften wurden parallel zur Dachfläche der Stabwerkskuppel wirkende Reibungskräfte infolge des Windes in Abhängigkeit zur Anströmrichtung angesetzt.

Die Annahmen zu den Temperatureinwirkungen beziehen sich auf die im Zuge der Genehmigungsplanung durchgeführten Untersuchungen zur Erwärmung der Tragstruktur.

5 Lastabtragung

Die Lasten aus der Überdachung werden in den Gebäuden des Bestandes abgeleitet, die den Kleinen Schlosshof begrenzen (vgl. Abb. 1).

Im Torhaus und im Zwischenflügel Süd erfolgt die Lastabtragung hauptsächlich über die vorhandenen Dachkonstruktionen. Im Zwischenflügel Nord, im Bärengartenflügel und in der Englischen Treppe werden die Lasten über neue Stahlböcke (vgl. Abb. 6) oder Stahlpendelstützen in die Stahlbetondecke über dem 3. Obergeschoss eingeleitet.

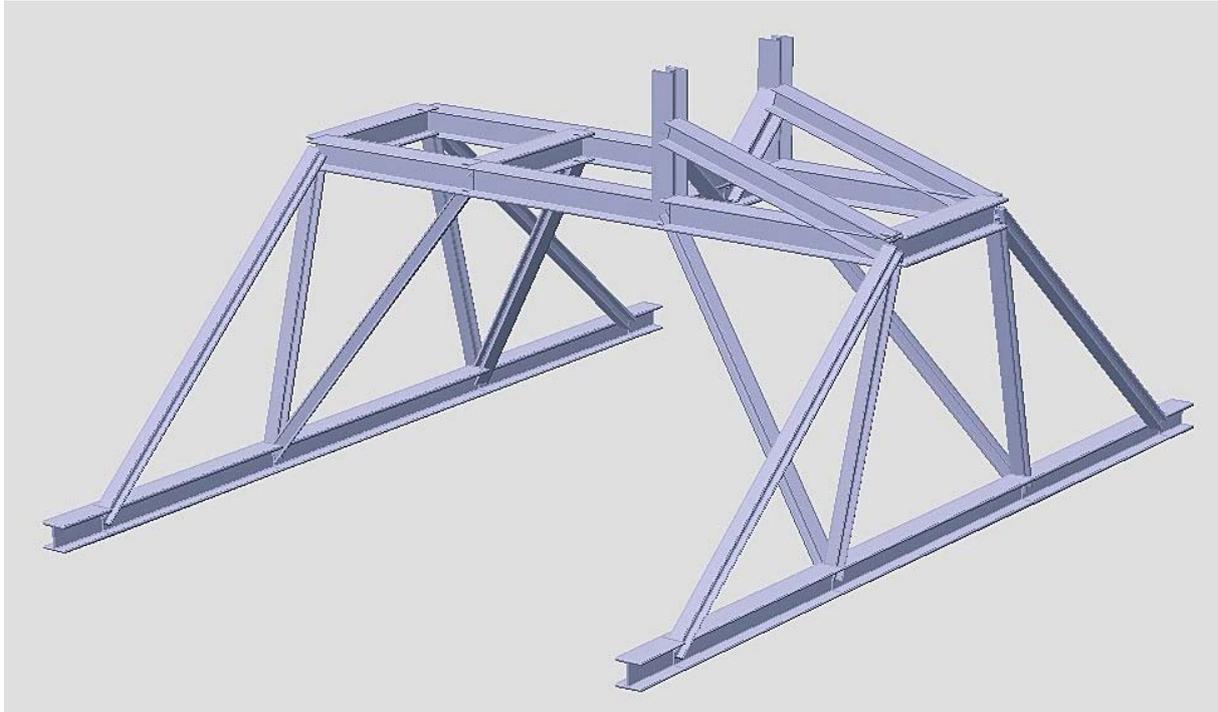


Abb. 6 Auflagerrahmen im Dachstuhl des Zwischenflügels Nord mit Festlager in Längsrichtung und Federlagerung in Querrichtung

Da die Decke selbst keine zusätzlichen Vertikallasten aufnehmen kann, werden diese mittels Stahlkonstruktionen zu den Deckenauflagerbereichen oberhalb von tragenden Wänden geführt. Nur im Bärengartenflügel und in der Englischen Treppe können vereinzelt vorhandene Deckenunterzüge an der Abtragung der Vertikallasten beteiligt werden.

Auch die aus den elastischen Stützungen der Stabwerkskuppel resultierenden, senkrecht zu den jeweiligen Kuppelrändern wirkenden Horizontallasten (vgl. Abb. 5) werden durch die Stahlkonstruktionen aufgenommen und in die Decke über dem 3. Obergeschoss eingeleitet.

Die Lastabtragung in den Dachgeschossen der einzelnen Gebäude soll durch folgende Maßnahmen sichergestellt werden:

- Im Zwischenflügel Süd werden insbesondere zur Weiterleitung der horizontalen Auflagerkräfte aus der Stabwerkskuppel ein neuer Stahlbock in Seitenmitte der betreffenden Hofbegrenzung und zusätzliche Verbände in der Bestandskonstruktion des Daches eingebaut.
- Im Zwischenflügel Nord (vgl. Abb. 6) und im Bärengartenflügel werden in Seitenmitte der jeweiligen Hofbegrenzung zwei neue Raumfachwerke aus Stahl errichtet, um sowohl die vertikalen als auch die horizontalen Auflagerkräfte an geeigneten Stellen in die Decke über dem 3. Obergeschoss zu führen. Die Kräfte aus den übrigen, nur zur Aufnahme vertikaler Lasten vorgesehenen Auflagern werden entweder über neue Pendelstützen aus Stahl oder über ebene Stahlböcke in die Bereiche der Deckenaufleger oberhalb von vorhandenen tragenden Wänden abgetragen.
- In der Englischen Treppe werden die vertikalen Auflagerkräfte über Pendelstützen aus Stahl direkt in die Verbundträger der Stahlbetondecke eingeleitet. Bei der Bemessung der

Verbundträger im Zuge der Planung des Wiederaufbaus wurden die zusätzlichen Lasten aus einer Überdachung des Kleinen Schlosshofes einbezogen.

- Im Torhaus verfügt die vorhandene Stahlkonstruktion des Dachtragwerks über ausreichende Reserven, die zusätzlichen Auflagerkräfte aus der Stabwerkskuppel aufzunehmen, da bei der Planung des Wiederaufbaus die Lasten aus einer Überdachung bereits berücksichtigt wurden.

Die Weiterleitung der Vertikallasten erfolgt über die tragenden Wände des Schlosses in die Fundamente. Die zusätzlichen Lasten führen zu keiner wesentlichen Erhöhung der Beanspruchungen des Baugrundes.

Sowohl für die Aufnahme der Horizontallasten aus den vorhandenen Dachbauteilen und zusätzlichen Auflagerkonstruktionen als auch für die Weiterleitung der resultierenden Horizontallasten in die tragenden Wände des Schlosses wird die Decke über dem 3. Obergeschoss als geschlossene, umlaufend zugfeste Ringscheibe ausgebildet. Aufgrund fehlender Querwände musste die Lastabtragung im Zwischenflügel Nord bisher auch über Plattenschub der teilweise sehr dicken Wände erfolgen. Der Ringschluss ermöglicht nun, den Lastabtrag allein über die Scheibenwirkung der Wände sicherzustellen.

Mit der Ausbildung einer Ringscheibe ist zudem die teilweise Kompensation der Horizontalkräfte durch die Aktivierung von Scheibenzugkräften in der Decke möglich.

Für die Herstellung der Ringscheibe über dem 3. Obergeschoss werden an mehreren Stellen vorhandene Gleitfugen überbaut, die ursprünglich zur Verringerung der Schwind- und Kriechspannungen vorgesehen waren. Aufgrund unterschiedlicher Einbauhöhen sind Deckensprünge am Übergang vom Zwischenflügel Süd zum Torhaus bzw. zum Bärengartenflügel von annähernd 1,4 m vorhanden. Diesbezüglich wird am Torhaus die Verbindung über eine Kopplung der Decke mit der Stahldachkonstruktion des Zwischenflügels Süd hergestellt. Am Bärengartenflügel ist eine Verbindungsstruktur aus mehreren kleinen Stahlbetonwandscheiben vorgesehen.

Infolge der zusätzlichen Horizontallasten aus der Überdachung ergeben sich höhere Biegebeanspruchungen in den vorhandenen tragenden Wänden. Die ausreichende Standsicherheit der Wände ist aber aufgrund der verhältnismäßig großen Eigenlasten der Wände und Decken gegeben.

Zum Teil sind örtliche Verstärkungsmaßnahmen im Bestand erforderlich. Diese beschränken sich jedoch hauptsächlich auf die Decke über dem 3. Obergeschoss im Bereich der Auflager der Stahltragwerke sowie auf die unmittelbar unter dieser Decke vorhandenen Bauteile in den Lasteinleitungsbereichen.

6 Stabilitätsverhalten

Die Untersuchungen zur Beurteilung des Stabilitätsverhaltens der Stabwerkskuppel waren ein wesentlicher Bestandteil der Genehmigungsplanung sowie der bautechnischen Prüfung.

Wie im Abschnitt 3 dargestellt, wurde die in der Entwurfsphase auf der Grundlage eines Hängemodells entwickelte Geometrie der Stabwerkskuppel in Bezug auf die Stabilität derart modifiziert, dass die idealisierte Mittelfläche der Gitterschale ausschließlich elliptische Flächenpunkte aufweist. Vergleichsberechnungen zeigten, dass die Stabwerkskuppel mit der

modifizierten Geometrie ein deutlich besseres Stabilitätsverhalten als die Ausgangsform besitzt. In den Eckbereichen des annähernd rechteckigen Hofgrundrisses müssen zudem aufgrund von geometrischen Randbedingungen Grate in dem Randfachwerkträger ausgebildet werden, die zusätzlich aussteifend wirken und die Stabilität der Stabwerkskuppel erhöhen. Um diese Grate in der Gitterschale aus optischen Gründen nicht fortsetzen zu müssen, werden die in den betreffenden Bereichen endenden Gitterschalenträger im halben Trägerabstand neben den Diagonalen des Rechteckgrundrisses angeordnet (vgl. Abb. 3 und 5).

Die Stabilitätsuntersuchungen erfolgten sowohl an Einzelstäben als auch am Gesamtsystem der Stabwerkskuppel.

Für die Untersuchungen zur Gesamtstabilität wurden die angesetzten Imperpektionsfiguren aus den maßgebenden Beuleigenformen abgeleitet. Dazu mussten zunächst relevante Eigenformen ermittelt und auf Äquivalenz bzgl. der Verformungsfiguren maßgebender Lastfälle überprüft werden. Anschließend wurden die Verformungen der Beuleigenform auf das Maß der anzusetzenden Vorverformungen gemäß DIN 18800 skaliert. Die sich daraus ergebende Verformungsfigur wurde als Imperpektionsfigur für den zugeordneten Lastfall verwendet.

Die Bemessung der Stäbe der Stabwerkskuppel erfolgte mit den geometrisch nichtlinear nach Theorie II. Ordnung berechneten Schnittgrößen.

7 Konstruktion

Gitterschale

Die Gitterschale der Stabwerkskuppel stützt sich umlaufend auf den in einer Horizontalebene liegenden Obergurt des Randfachwerkträgers, der im Grundriss nahezu ein Rechteck mit den mittleren Seitenlängen von 42,3 m x 26,6 m bildet. Die Eckbereiche in der Obergurtebene sind mittels Übergangsbögen, deren Radien $R = 3,0$ bis $3,8$ m betragen, ausgerundet.

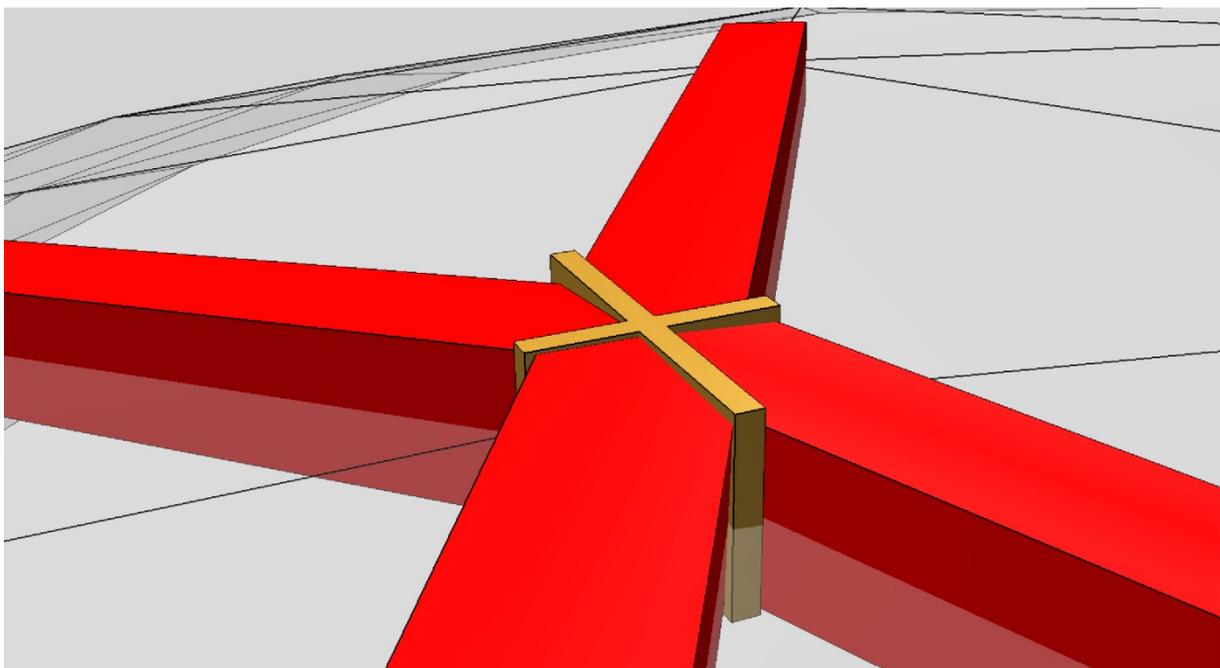


Abb. 7 Knotendetail der Gitterschale mit gekreuzten Stahlblechen

Aus optischen Gründen soll ein Netz mit annähernd gleichen Rauten die Gitterschale bilden. Daraus ergeben sich die in der Grundrissprojektion erkennbaren leicht gekrümmten Trägerscharen (vgl. Abb. 5).

Das Gitternetz wird aus Stahlhohlprofilen mit quadratischem Querschnitt $B \times T = 180 \text{ mm} \times 180 \text{ mm}$ aufgebaut. Dabei erfolgt die Ausrichtung der Stäbe um die Stabachsen so, dass die beidseitig der Stäbe angrenzenden Hyparflächen im gleichen Winkel auf die Profilquerschnittsachsen zulaufen.

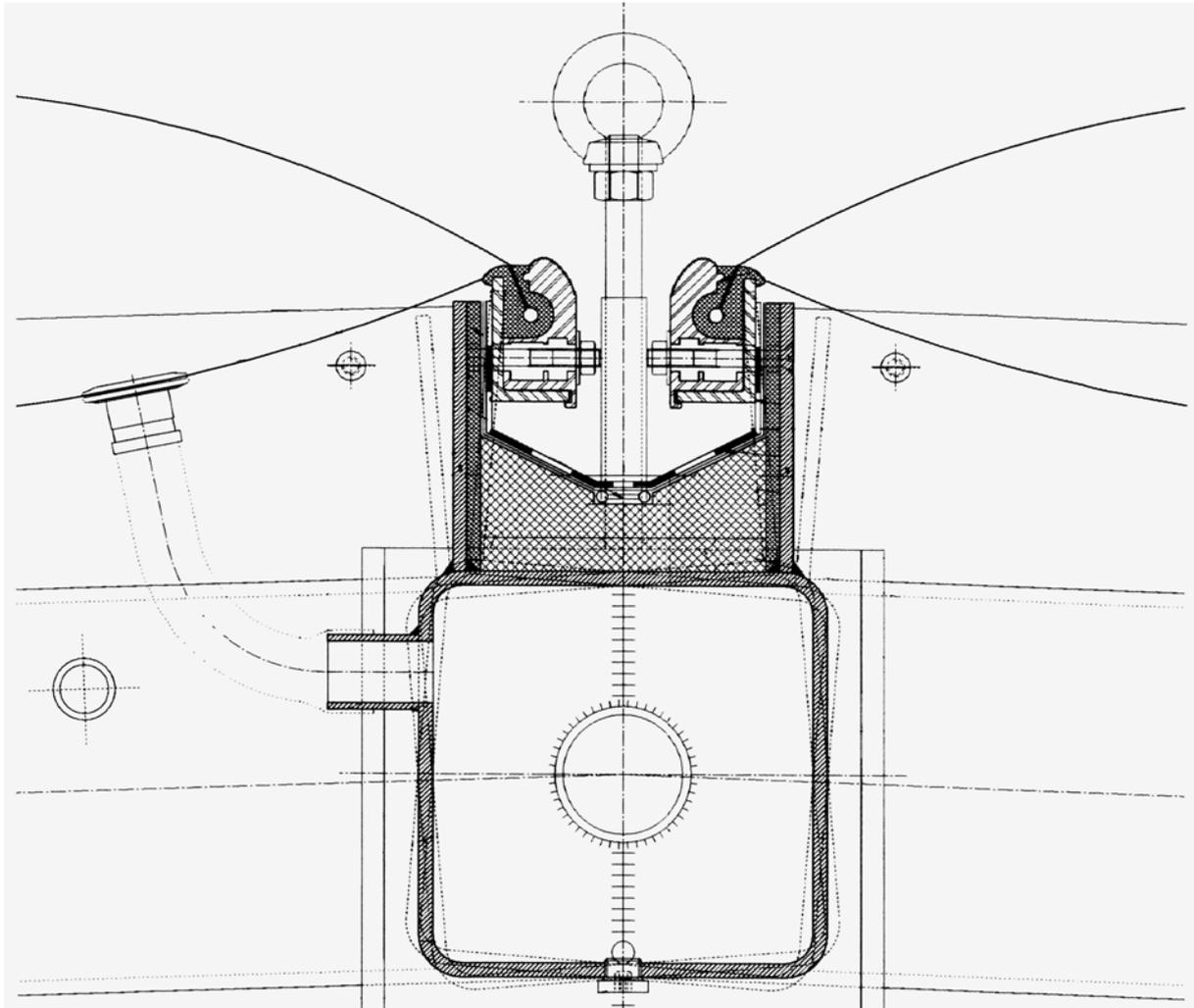


Abb. 8 Querschnitt mit Aufsatzkonstruktion für die Befestigung der Kissen

In den Gitternetzknotten werden die Stäbe unter Verwendung von Stahlblechkreuzen biegesteif miteinander verschweißt (vgl. Abb. 7). Mit Hilfe dieser Kreuze ist es möglich, Profilstäbe mit sich gegenüberliegenden ungleichen Schnittflächen zusammenzufügen. Zudem tragen die überstehenden Stahlbleche der Kreuze dazu bei, daß die sich aus den ungleichen Schnittflächen ergebenden Stabversätze optisch nicht wahrgenommen werden. Durch die Anordnung orthogonaler Blechkreuze ergeben sich jeweils zwei ebene, senkrecht aufeinanderstehende Schnittflächen je Stabanschluss.

Die Befestigung der Gitterstäbe an den Stahlblechkreuzen soll mit umlaufenden Kehlnähten erfolgen. Auf Grund der Begrenzung der Schweißnahtdicken sowie der

Grenzschweißnahtspannung von einseitigen Kehlnähten gemäß DIN 18800 kann die Tragfähigkeit der Stahlprofilquerschnitte nicht voll ausgeschöpft werden.

Für die Fixierung der Luftkissen werden außenseitig Stahlbleche senkrecht auf die Hohlprofile der Gitterschale aufgeschweißt. Daran werden die Klemmprofile für die Membrankissen angebracht (vgl. Abb. 8). Die Versorgung der Kissen mit Druckluft erfolgt über die Profile des Primärtragwerks. Dazu ist es erforderlich, in jedem zweiten Netzknoten ein Rohr durchzuführen. Um Tauwasser in den Kissen zu verhindern, muss die Luft vorgetrocknet werden, so dass ein ausreichender Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion gewährleistet ist. Damit bei einer Störung der Luftversorgung möglicherweise anfallendes Kondenswasser abfließen kann, werden zusätzlich Bohrungen in den Stahlblechkreuzen angeordnet. Für die endoskopische Kontrolle der Innenflächen der Stahlprofile sind Revisionsöffnungen an der Unterseite der Profile vorgesehen.

Randfachwerkträger

Im Bereich der Basis erhält die Stabwerkskuppel einen der räumlichen Struktur der Überdachung folgenden, umlaufenden Randfachwerkträger. Dieser dient der Stabwerkskuppel als Versteifungsträger und kompensiert den Kuppelschub durch seine Zugbandwirkung (vgl. Abschnitt 3). Zudem ermöglicht der Randfachwerkträger, die Bereiche in den Dachräumen der Bestandsgebäude zu überbrücken, in denen keine ausreichende Tragfähigkeit der vorhandenen Bauteile bzgl. der Ableitung der Lasten aus der Überdachung gegeben bzw. der Einbau zusätzlicher Konstruktionen zur Lastableitung nicht ausführbar ist. Die kontinuierliche Stützung der Gitterschale ist folglich gewährleistet.

Aus geometrischen Gründen liegen die Auflager der Stabwerkskuppel nicht immer in den Knoten des Randfachwerkträgers, so dass die Untergurtstäbe zusätzlich auf Biegung beansprucht werden. Durch die zusätzliche Anordnung von Hilfspfosten in dem Strebenfachwerk ergeben sich kürzere Untergurtstäbe und folglich geringere Beanspruchungen infolge der exzentrischen Auflagerungen.

Aus gestalterischer Sicht ermöglicht der Randfachwerkträger mit veränderlicher Neigung die Einordnung der Gitterschale mit rechteckigem Grundriss in die Geometrie des Kleinen Schlosshofes.

Im Hinblick auf eine einfache Herstellung wird der Randfachwerkträger aus Hohlprofilen mit kreisförmigen Querschnitten unterschiedlicher Abmessungen zusammengesetzt. In den Eckbereichen der Überdachung werden für die Übergangsbögen des Obergurtes vorgekrümmte Hohlprofile verwendet. Die Radien der Bögen betragen 3,0 bis 3,8 m. Die Systemhöhe des Randfachwerkträgers variiert zwischen 1,43 bis 3,74 m, die bezüglich einer vertikalen Projektionsfläche konstante Höhe des Randfachwerkträgers beträgt 1,35 m.

Auflager der Stabwerkskuppel

Die Stabwerkskuppel wird über den zugehörigen Randfachwerkträger an der Kuppelbasis auf Punktlagern gestützt. Dabei erfolgt die vertikale Auflagerung umlaufend, aber diskontinuierlich entlang des Kuppelrandes auf Elastomerlagern mit Gleitschicht oder auf Pendelstützen.

Die horizontale Stützung der Stabwerkskuppel senkrecht zu den Umfassungswänden des Schlosses beschränkt sich grundsätzlich auf jeweils 4 bzw. 5 Auflagerpunkte in den mittleren Bereichen aller Seiten des rechteckigen Hofgrundrisses (vgl. Abschnitt 3 sowie Abb. 5) und erfolgt durch Federauflager. Die Verwendung von Federauflagern mit einer definierten Steifigkeit von $c_H = 1200 \text{ kN/m}$ je Auflagerpunkt soll sicherstellen, dass der in die Bestandskonstruktion eingetragene Kuppelschub sowohl infolge der äußeren Lasten als auch der Temperatureinwirkungen weitgehend von der vorhandenen Konstruktion aufgenommen werden kann.

Das wesentliche Element des Federauflagers bildet ein Paket mit vier horizontal angeordneten Schraubenfedern, das vorgespannt und ausgetauscht werden kann. Für die Auswechslung sind auf beiden Seiten des Lagerkörpers Aufstandsflächen für Hydraulikzylinder vorgesehen. Die max. aufnehmbare Horizontalkraft eines Federauflagers beträgt $F_{RD} = 52 \text{ kN}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die Federauflager nehmen nur Druckkräfte auf. Da sich infolge von Windlasten Verschiebungen des Kuppelrandes ergeben können, die der Druckkrafttrichtung entgegenwirken, sind Schraubenverbindungen mit Langlöchern vorgesehen, die Verschiebungswege von 9 cm zulassen.

Für die Aufnahme der aus nichtsymmetrischen Windlastanteilen hervorgerufenen äußeren Horizontalkräfte ist pro Seite des rechteckigen Hofgrundrisses ein in Längsrichtung der zugehörigen Umfassungswand wirkendes Horizontalauflager vorgesehen.

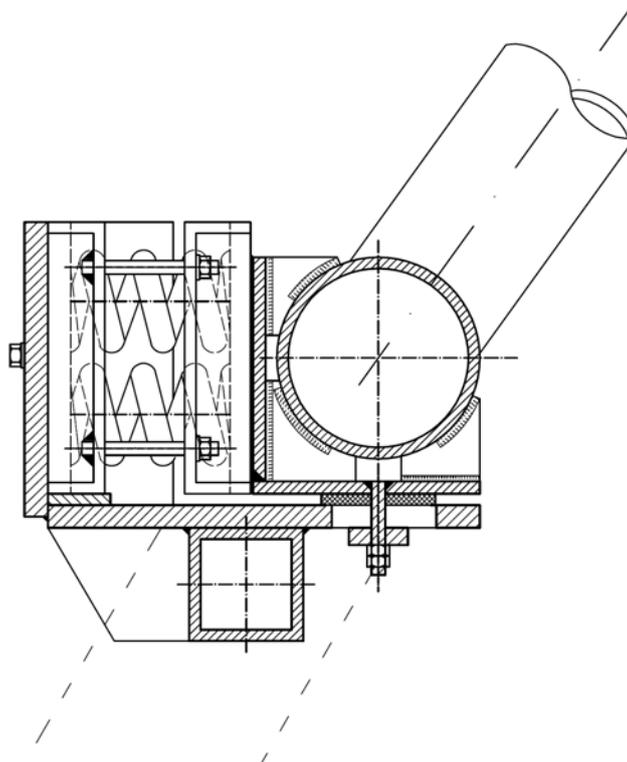


Abb. 9 Detail Auflager mit horizontal angeordneten Schraubenfedern

Am Projekt Beteiligte:

- **Bauherr:** Freistaat Sachsen
- **Projektleitung:** Staatsbetrieb
Sächsisches Immobilien- und Baumanagement
NL Dresden I
Königsbrücker Straße 80, 01099 Dresden
- **Architekt:** Prof. Dr.-Ing. E.h. Peter Kulka, Architekt BDA
Peter Kulka Architektur Dresden GmbH
Werner-Hartmann-Straße 1, 01099 Dresden
- **Tragwerksplaner:**

Leistungsphase Entwurfsplanung:
ahw Ingenieure GmbH, Münster

Leistungsphase Genehmigungs- und Ausführungsplanung:

Stabwerkskuppel und Dachkonstruktion:
Leonhardt, André und Partner
Beratende Ingenieure GmbH
Am Schießhaus 1 – 3, 01067 Dresden

Bestandskonstruktion:
Kröning Ulbrich Schröter
Baustatik und Tragwerksplanung
Arndtstr. 15, 01099 Dresden
- **Prüfingenieur für Standsicherheit:** Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd Dressel
Hübnerstraße 27, 01187 Dresden

Für die freundliche Bereitstellung von ergänzenden Unterlagen und Bildern danken die Autoren insbesondere:
den Vertretern der staatlichen Projektleitung, Herrn LBD L. Coulin und Herrn Dipl.-Ing. H. Krause, dem Architekten, Herrn Prof. Dr. P. Kulka und seinem Mitarbeiter, Herrn T. Mildner sowie dem Projektverantwortlichen von der ahw Ingenieure GmbH, Herrn Dipl.-Ing. E. Helter und vom Ingenieurbüro Kröning Ulbrich Schröter, Herrn Dipl.-Ing. M. Kröning.

Literatur:

- [1] Sydrum, D.; Ufer P. *Die Rückkehr des Dresdner Schlosses*, edition Sächsische Zeitung, Dresden, 2006
- [2] Staatsbetrieb Sächsisches Bau- und Immobilienmanagement; Staatliche Kunstsammlungen Dresden *Das Grüne Gewölbe im Schloss zu Dresden*, Seemann Verlag, 2006
- [3] Heinle, E.; Schlaich, J. *Kuppeln aller Zeiten, aller Kulturen*, Deutsche Verlagsanstalt Stuttgart, 1996
- [4] Sobek, W.; Kobler, M. *Form und Gestaltung von Betonschalen*, Betonkalender 2007, Bd. 2, Ernst & Sohn, Berlin, 2007
- [5] Liedert, S. *Die Korrelation von Formgebung und Tragverhalten in reinen und elliptisch deformierten Rotationspolyklastoiden und deren Bedeutung für die Entwurfsmechanik*, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2002
- [6] Graefe, R. *Zur Formgebung von Bögen und Gewölben*, architectura – Zeitschrift für Geschichte und Baukunst, 1986
- [7] Engelsmann, S.; Sobek, W. *Eine Glaskuppel über dem Nordhof des Landtages von Schleswig-Holstein*, Stahlbau 2007, Heft 8, Ernst & Sohn, Berlin, 2007