

Djamaâ El Djazair Die große Moschee von Algier

Sonderdruck aus: **Ingenieurbaukunst 2016** | **Bautechnik 92 (2015), Heft 1**
Stahlbau 84 (2015), Heft 1 | **Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), Heft 2**



AUTOREN

Jan Akkermann
Dan Constantinescu
Eric Fischer
Alexander Hewener
Dietlinde Köber



Luftaufnahme des Areals von Süden | Juni 2016



Inhalt **Sonderdruck**

Eric Fischer
Vorwort – Zum Projekt

Jan Akkermann, Eric Fischer
**1 Monument in Rekorden –
Die große Moschee von Algerien**
(veränderter Nachdruck aus „Ingenieurbaukunst 2016“,
Seite 114-121)

Jan Akkermann, Dan Constantinescu,
Alexander Hewener
**10 Die Große Moschee von Algerien –
ein Monument im Starkbebengebiet**
(Nachdruck aus „Bautechnik“ 92 (2015), Heft 1, S. 57-64)

Dan Constantinescu, Dietlinde Köber, Jan Akkermann
**19 Das Minarett der Großen Moschee von Algerien –
Ein Tragwerk der besonderen Art**
(Nachdruck aus „Stahlbau“ 84 (2015), Heft 1, S. 25-37)

Jan Akkermann, Alexander Hewener
**33 Seismische Isolierung des Gebetssaals der
Großen Moschee von Algerien**
(Nachdruck aus „Beton- und Stahlbetonbau“ 110 (2015),
Heft 2, S. 155-161)

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Brand

© Wilhelm Ernst & Sohn – Verlag
für Architektur und technische
Wissenschaften GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21
10245 Berlin

info@ernst-und-sohn.de
www.ernst-und-sohn.de

Vorwort – Zum Projekt

Wir freuen uns, Ihnen mit diesem Sonderdruck detaillierte technische Informationen zur Planung dieses in jeder Hinsicht außergewöhnlichen Projekts zur Verfügung zu stellen. Einleitend folgen einige Worte über den allgemeinen Rahmen von „Djamâa El Djazair“, der Großen Moschee von Algier.

KREBS+KIEFER gewann im Januar 2008, in Gemeinschaft mit KSP Jürgen Engel Architekten, den internationalen Wettbewerb für das Projekt „Djamâa El Djazair“. Im Juli des gleichen Jahres erfolgte die Vertragsunterzeichnung für die Generalplanung und Bauüberwachung des Jahrhundertprojekts im Beisein von Bundeskanzlerin Angela Merkel.

Die neue Große Moschee von Algier liegt zentral in der Bucht von Algier auf einem Grundstück von ca. 270.000 m² in unmittelbarer Nähe zum Meer. „Djamâa El Djazair“ vereint in einzigartiger Art und Weise religiöse und weltliche Einrichtungen und ist für die Aufnahme von täglich bis zu 120.000 Besuchern und Gläubigen konzipiert. Neben den sakralen Bereichen der Moschee umfasst das Projekt auch ein Kulturzentrum, eine umfangreiche Bibliothek, ein Kongresszentrum für bis zu 1.500 Teilnehmer sowie eine Koranschule nebst Wohnungen für bis zu 300 postgraduierten Studenten aus dem In- und Ausland.

Die Architektur der Moschee geht auf den ältesten Moscheetypus, die Säulenmoschee, zurück. Mit ihrer strengen Geometrie und der modernen Interpretation und ausgewählter Platzierung dekorativer Elemente verbindet die Architektur Modernität und Tradition. Stilprägend sind unter anderem die sich nach oben blütenartig öffnenden Säulen.

Das Minarett wird mit seiner Höhe von 265 m das höchste der Welt, und zugleich das höchste Gebäude auf dem afrikanischen Kontinent. Es gliedert sich in verschiedene Funktionsbereiche, eine weitere Weltneuheit, und wird über Panoramaaufzüge erschlossen.

Die technische Federführung des Projektes unter der Leitung von KREBS+KIEFER stellte sich großen Herausforderungen. Die stringente Steuerung des Planungsteams von über 100 Architekten und Ingenieuren war für den Projekterfolg maßgebend. Im Ergebnis übergab KREBS+KIEFER dem Bauherrn eine über alle Gewerke koordinierte Planung, die einen reibungslosen Bau des Projekts gewährleistet.

Auch der kontinuierliche Austausch mit dem Bauherrn in Algerien sowie mit der chinesischen Baufirma gehörte zu den entscheidenden Aufgaben von KREBS+KIEFER.

Eine besondere Aufgabe an die Tragwerksplaner von KREBS+KIEFER stellte die Erdbebensicherheit dar. Das Projekt befindet sich in einem Gebiet mit höchster Risikoeinstufung und ist so ausgelegt, dass es auch nach einem Erdbeben funktionsfähig bleibt.

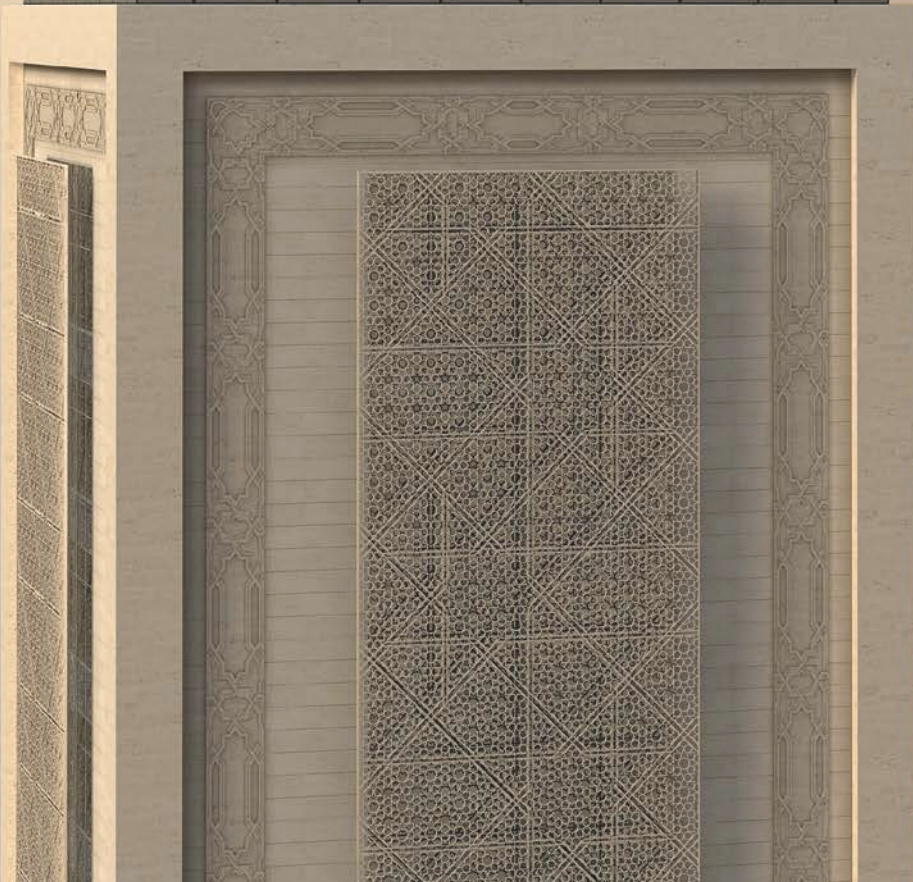
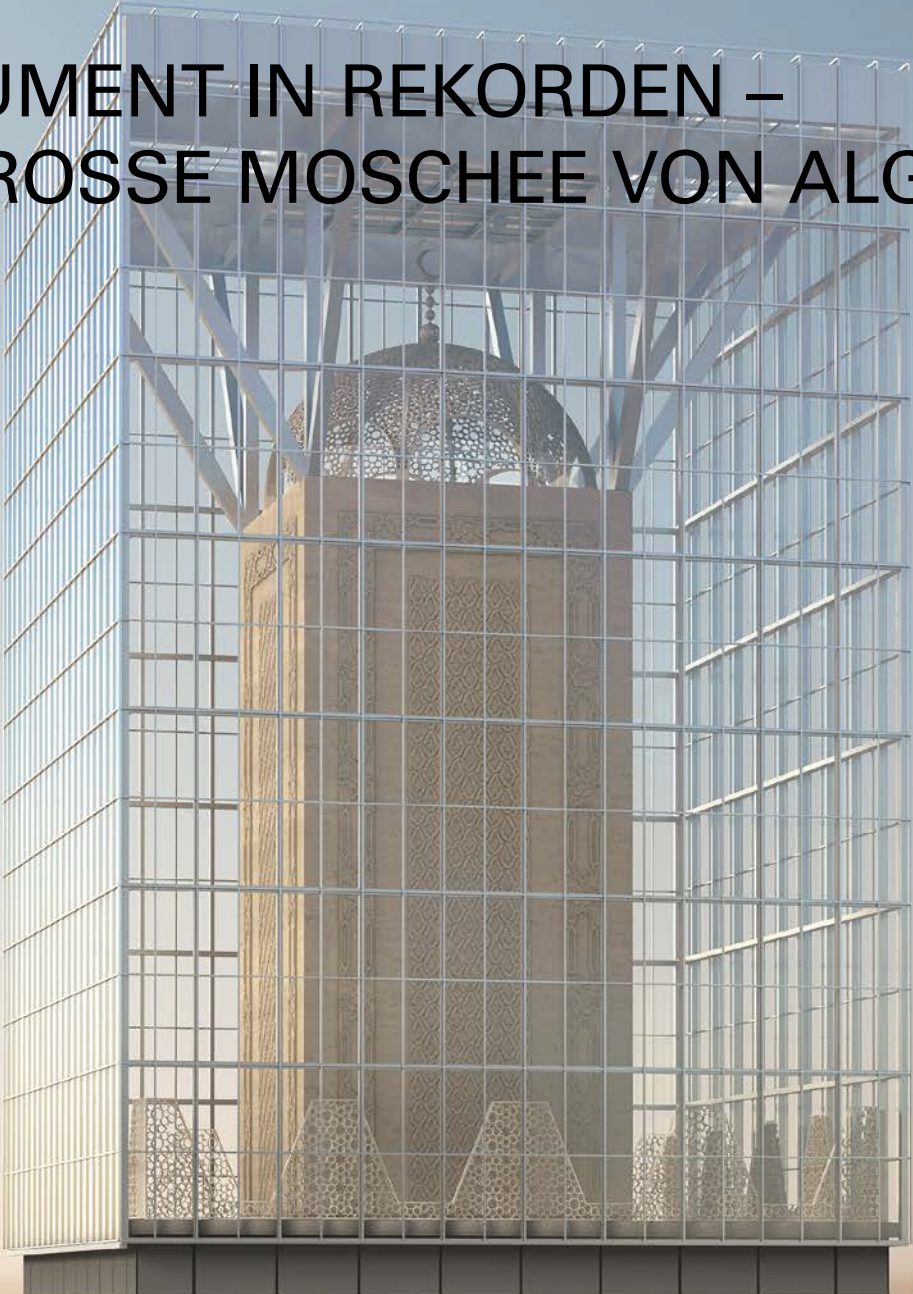
Neben seiner schieren Größe und seiner technischen Komplexität ist vor allem die kulturelle Dimension von „Djamâa El Djazair“ herausragend. Jeder Beteiligte an einem solchen Projekt ist berufen, sich mit der Kultur aller Projektbeteiligten auseinanderzusetzen und sich auf eine angepasste Kommunikation einzulassen. Auch die Funktion dieses religiösen Bauwerks muss zunächst studiert und begriffen werden um diese dann planerisch richtig umzusetzen.

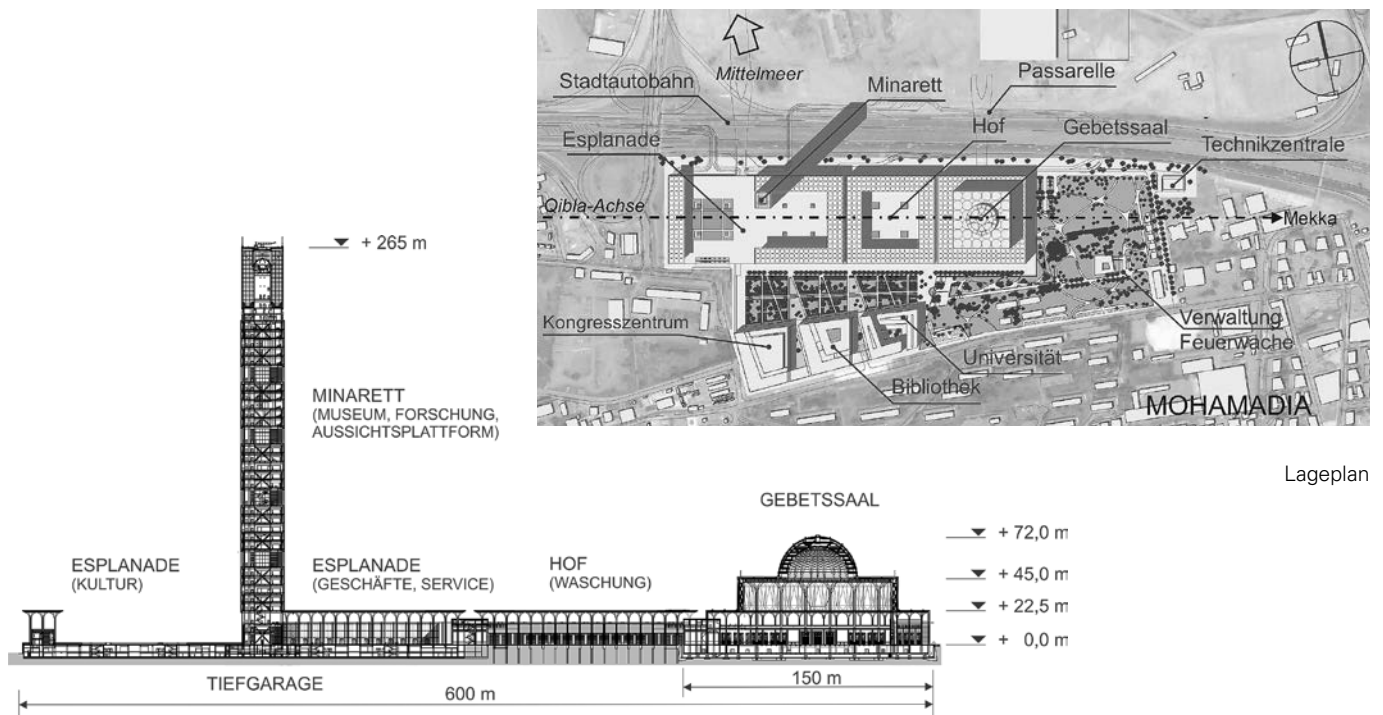
Der maßgeblich von KREBS+KIEFER moderierte Dialog zwischen den deutschen Planern, dem algerischen Bauherrn, dem kanadischen Projektsteuerer und der chinesischen Baufirma war die Voraussetzung für den Erfolg des Projekts.

Dipl.-Ing. *Eric Fischer*
Geschäftsführer

KREBS+KIEFER International GmbH & Co. KG

MONUMENT IN REKORDEN – DIE GROSSE MOSCHEE VON ALGERIEN





Längsschnitt

Lageplan

In Algier entsteht unter der Generalplanung von KREBS+KIEFER und KSP Jürgen Engel Architekten die drittgrößte Moschee der Welt. Das neue nationale Wahrzeichen Algeriens mit Platz für bis zu 36.000 Gläubige wird das höchste Minarett der Welt erhalten, welches gleichzeitig das höchste Gebäude Afrikas sein wird.

Algerien ist derzeit der prosperierendste Staat Nordafrikas. Das Land weist, vor allem dank seiner reichen Bodenschätze an Gas und Öl, eine im Maghreb vergleichbar hohe wirtschaftliche Stabilität auf. Dies manifestiert sich seit über 20 Jahren in einem großen Investitionsvolumen in die bauliche Infrastruktur. Es entstehen neue Straßen, Schienenwege, Wohnungen, Krankenhäuser sowie Forschungs- und Industrieeinrichtungen. Gleichsam fördert der Staat kulturelle Bauprojekte: eine neue Messe steht vor der Fertigstellung, ein Opernhaus ist in Planung.

Auf der Suche nach einem neuen baulichen Wahrzeichen für das Land wurde 2007 ein internationaler Wettbewerb für den Bau einer neuen, großen Moschee ausgeschrieben. In prominenter Lage, zentral in der Bucht von Algier am Ufer des Mittelmeeres, sollte weithin sichtbar ein Monument entstehen. Neben den religiösen Bereichen sollten soziokulturelle Einrichtungen, da-

runter ein religionsgeschichtliches Museum, Historienforschungsinstitute, Kulturkinos, ein Kongresszentrum, eine Bibliothek sowie eine Universität für Islamwissenschaft in den Komplex integriert werden. Hierdurch war gleichsam die städtebauliche Entwicklung der Hauptstadt in Richtung des Stadtteils Mohamadia beabsichtigt.

Eine deutsche Planungsgemeinschaft, bestehend aus KSP Jürgen Engel Architekten und KREBS+KIEFER International, konnte sich im Wettbewerb gegen 16 international renommierte Büros durchsetzen. Der Entwurf überzeugte die Juroren aufgrund seiner gestalterischen und funktionalen Qualität, nicht zuletzt aber auch wegen seiner offenkundigen Rücksichtnahme auf die Realisierbarkeit vor Ort. Es galt die Lage in einem Gebiet mit hoher Erdbebengefährdung sowie die Möglichkeiten der örtlichen Bauindustrie zu berücksichtigen. Hierbei hilfreich war die mehrjährige Expertise von KREBS+KIEFER als Generalplaner von großen Hochbauprojekten in Algerien. Im Beisein von Bundeskanzlerin Angela Merkel und Staatspräsident Bouteflika, der gleichsam die Schirmherrschaft für das Projekt übernahm, erfolgte 2008 die feierliche Auftragsunterzeichnung zwischen der Planungsgemeinschaft und der dem Religionsministerium unterstellten Betreibergesellschaft ANARGEMA.



Visualisierung Esplanade



Visualisierung Gebetssaal

Ein neuer Stadtteil

Der in 500 Meter Entfernung vom Mittelmeer entstehende Komplex erstreckt sich auf eine Fläche von circa 27 Hektar. Bei einer verfügbaren Bruttogeschossfläche von ca. 400.000 Quadratmetern werden täglich bis zu 120.000 Besucher erwartet. Das formale Konzept des Moscheebaus verfolgt eine nach innen zunehmende Geschlossenheit der Gebäude, um die Entwicklung vom offenen Kontakt mit der umgebenden Stadt zur kontemplativen Abgeschlossenheit des sakralen Bereichs, dem Gebetssaal, zu verdeutlichen.

Ausgehend von der Esplanade mit ihren offenen, sehr schlanken und damit transparenten Säulenhallen wird der Moscheekomplex über großzügige Freitreppen im Südwesten erschlossen. Mit seinen für die Öffentlichkeit zugänglichen Einrichtungen (Museum, Forschungsinstitut und Besucherplattform) ist das innerhalb der Esplanade stehende, 265 Meter hohe Minarett vertikal in jeweils fünf Ebenen gegliedert, welche durch die sogenannten Sky Foyers unterbrochen werden. Der Moscheehof hat eine geschlossene und streng symmetrische Form. Schließlich symbolisiert der fensterlose Gebetssaal mit seiner dreigeschossigen, 72 Meter hohen Staffelung aus Saal, Mezzanine und Kuppel nach außen Abgeschlossenheit.

Die Verkehrsanbindung der für bis zu 4.000 Stellplätze ausgelegten zweigeschossigen Tiefgarage unter der Moschee an die direkt angrenzende Stadtautobahn erfolgt durch eine Estacade, von der aus über zwei breite Fußgängerbrücken eine städtebauliche Verbindung zur Küste vorgesehen ist. Im Süden, an einen öffentlichen Garten anschließend, reihen sich das Kongresszentrum, die Bibliothek und die Universität als Blockrandbebauung an einen neuen Boulevard. Das Ensemble wird durch ein Verwaltungsgebäude, eine eigene Feuerwache, ein dezentrales Technikgebäude und Angestelltenwohnungen ergänzt.

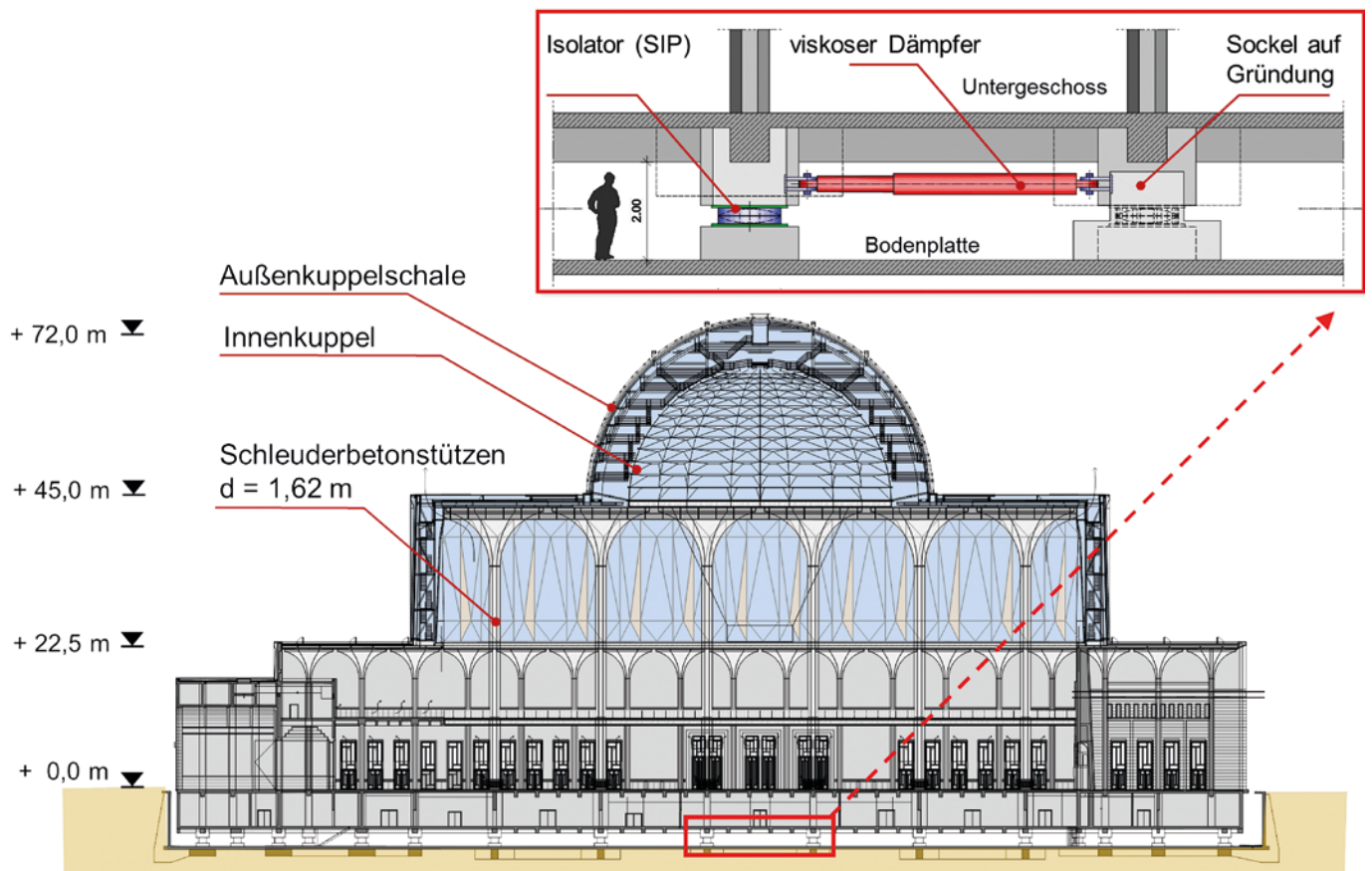
Ingenieurtechnisch unvergleichlich

Aufgrund seines monumentalen Charakters unterliegt das Bauwerk höchsten Anforderungen an Sicherheit, Dauerhaftigkeit und Funktionalität, was sich während des Planungsprozesses in den verschiedensten Ingenieurdisziplinen widerspiegelte. Da viele technische Gesichtspunkte in der nationalen Normung noch nicht vorgesehen waren, erfolgte in Abstimmung mit dem örtlichen Bauministerium die Planung als Pilotprojekt weitgehend auf Basis des europäischen Normenkontextes der EN.





Rohbau Esplanade, Minarett | Oktober 2015 (oben)
 Visualisierung Moscheekomplex (links)
 Seismische Isolierung Gebetssaal (unten)





Gebetsaal - Stahlkapitelle | Oktober 2015 (oben)
 Baustelle Minarett von Nordwesten | Oktober 2015 (rechts)



In der Tragwerksplanung galt es zunächst die hohen gestalterischen Anforderungen mit der großen Erdbebengefahr in Algier in Einklang zu bringen. Beim Gebetsaal mit einer Grundfläche von 145 Metern \times 145 Metern konnte die innere Transparenz ohne störende Aussteifungselemente durch eine seismische Isolierung des gesamten Gebäudes mittels 246 Isolatoren und 80 viskosen Dämpfern erreicht werden. ebenso konnten so die 26 Meter hohe Außenkuppel und die davon abgehängte, gefaltete Innenkuppel als filigranes Raumfachwerk ausgebildet werden. Zur Vermeidung von im Erdbebenfall ungünstigen Kopfmassen wurde die aufgehende Konstruktion als Stahltragwerk auf einem steifen Stahlbetonkasten aus Unter- und Erdgeschoss konzipiert. Das als Hochhaus mit $H / D = 10$ sehr schlanke Minarett wurde als duktile Stahlverbundkonstruktion mit Aussteifungsverbänden entworfen. Die Einspannung des Turmes gegen Erdbebenlasten erfolgt über drei Sockelgeschosse und eine 3 Meter dicke Bodenplatte in 46 Meter tiefe Schlitzwand-Barette.

Ebenso von Bedeutung war die Robustheit der verwendeten Konstruktionen gegenüber der Dauerhaftigkeit. nicht zuletzt aufgrund der Meeresnähe wurden Betonkonstruktionen und -qualitäten vergleichbar zu Ingenieurbauwerken verwendet. So kamen z. B. für die insgesamt 618 exponierten Sichtbetonstützen der

Säulenhallen und des Gebetsaals Schleuderbetonfertigteile aus Deutschland zum Einsatz. Obgleich nicht direkt der Witterung ausgesetzt, wurde für die Stahlkonstruktionen ein höchstmöglicher Korrosionsschutz (i. d. R. im DUPLEX-System) vorgesehen. Sämtliche Materialanforderungen mussten mit Rücksicht auf die lokale Realisierbarkeit erfolgen.

Der Moscheekomplex wird durch eine eigene Technikzentrale mit integriertem Blockheizkraftwerk und Lüftungszentrale versorgt. Die Klimatisierung des Gebetsaals erfolgt durch die Gebäudestützen, die gleichzeitig auch die Dachentwässerung beherbergen.

Auch umwelttechnische Aspekte wurden in die Haustechnik einbezogen. so wird in großem Umfang Regenwasser in Zisternen gesammelt, um als Brauchwasser Verwendung zu finden. Ein Teil der elektrischen Versorgung wird durch Solarenergie gewährleistet. Vergleichbar zu anderen Großversammlungsstätten wurden in Abstimmung mit der lokalen Katastrophenschutzbehörde Entfluchtungssimulationen für den Gebetsaal durchgeführt; nicht zuletzt um die Feuerwiderstandsdauer der Stahlkonstruktionen zu validieren.



Rohbau Koranschule, Bibliothek, Konferenzzentrum | Oktober 2015

Globalisierte Realisierung

Nach einer nur dreijährigen Planungsphase wird der Komplex seit 2012 durch die chinesische Staatsbau-firma China State Construction and Engineering Corporation (CSCEC) als Generalunternehmer realisiert. CSCEC engagiert sich bereits seit mehreren Jahren in Algerien und kann so auf erhebliche eigene Expertise und Ressourcen im Land zurückgreifen. Neben der Ausführung aller Gewerke ist CSCEC auch über alle Fachplanungen mit der kompletten Werk- und Montageplanung betraut. Die Fertigstellung des Vorhabens mit einem Kostenrahmen von ca. 1,0 Milliarden Euro ist für 2017 avisiert.

Das Generalplanungsteam leistet unter der technischen Federführung von KREBS+KIEFER International nach Abschluss der Planung, bei der zeitweise die Leistungen von über 100 Architekten und Ingenieuren zu koordinieren waren, die örtliche Bauleitung und die komplette Bauüberwachung. Mittels einer eigenen Struktur aus bereits in der Planung eingebundenen Experten in Algerien und Deutschland sowie einer Vielzahl von örtlichen Mitarbeitern werden die Arbeiten supervisiert. Zur Sicherstellung der Ausführungsqualität wird neben der Überwachung der Bauleistung ein großes Augenmerk auf die Kontrolle der Werk- und Monta-



Gebetsaal Eingang Westen | Oktober 2015

geplanung gelegt. Als hierbei positiv erweist sich die bereits in der Planungsphase – trotz aller bautechnischen Besonderheiten – erfolgte Rücksichtnahme auf die lokale Realisierbarkeit, wie z. B. bei Baustoffen oder bei Bauverfahren. Aufgrund geringer Lohnkosten wird von CSCEC auf eine manuell aufwendigere, aber angesichts mangelnder Verfügbarkeit vor Ort auf Spezialbauteile verzichtende Stahlbetonbauweise Wert gelegt.



Visualisierung Moschee Algier bei Nacht (oben)

Luftaufnahme des Areals von Osten (rechts) | April 2016

Die Koordination durch die Bauleitung des Generalplaners zwischen dem algerischen Bauherrn, dem kanadischen Projektsteuerer, der staatlichen Prüfbehörde C.T.C. und dem chinesischen Generalunternehmer CSCEC mitsamt seinen Nachunternehmern und Lieferanten aus Europa erfordert ein herausragendes Maß an Fähigkeit und Willen zur interkulturellen Kommunikation, zumal die offizielle Projektsprache nach wie vor Französisch ist.

Auch anhand dieses Projektes wird deutlich, dass sich im Zuge der fortschreitenden Globalisierung deutsche Ingenieurunternehmen – sofern sie als „Exportweltmeister“ ihre Expertise und Kompetenzen auch international an den Markt bringen wollen – dieser Herausforderung vermehrt werden stellen müssen, die die Voraussetzung für eine erfolgreiche Beteiligung an einem solchen Projekt ist.

Jan Akkermann, Eric Fischer

OBJEKT

Djamaâ El Djazaïr – Große Moschee von Algerien

STANDORT

Algier, Algerien

BAUHERR

Volksrepublik Algerien vertreten durch Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Algérie (ANARGEMA)

BAUZEIT

2012 – 2017

INGENIEURE + ARCHITEKTEN

Generalplanung, Bauleitung, Bauüberwachung:
KSP Jürgen Engel Architekten / KREBS+KIEFER International
Technische Federführung, Projektsteuerung:
KREBS+KIEFER International, Darmstadt / Karlsruhe
Architektur:
KSP Jürgen Engel Architekten, Frankfurt / Braunschweig
Tragwerksplanung, Verkehrsplanung, Objektplanung
Ingenieurbauwerke, Ingenieurtechnische Kontrollen:
KREBS+KIEFER Ingenieure, Karlsruhe / Freiburg / Darmstadt

Tiefbau, Bauüberwachung:

KREBS+KIEFER Algérie, Algier
Bauphysik: Müller BBM, Berlin
Technische Gebäudeausrüstung:
Klett Ingenieure, Fellbach
Windgutachten:

Wacker Ingenieure, Birkenfeld
Geotechnik:

Smoltzcyk + Partner, Stuttgart
Ausschreibung, Bauleitung:

Höhler + Partner, Hamburg
Landschaftsarchitektur:

Rainer Schmidt Landschaftsarchitekten, München

BAUAUSFÜHRUNG

Generalunternehmer:
China State Construction and Engineering Corporation CSCEC, Algier / Peking
Spezialtiefbau: Trevi, Italien
Erdbebensicherungssysteme:
Maurer, München
Schleuderbetonstützen:
Europoles, Neumarkt



Die Große Moschee von Algerien – ein Monument im Starkbebengebiet

In Algier entsteht derzeit die drittgrößte Moschee der Welt, deren Minarett nach Fertigstellung das weltweit höchste sein wird. Der Komplex wird gleichzeitig ein neues Stadtteilzentrum bilden. Wegen der monumentalen Bedeutung des Gebäudes bestehen sehr hohe Dauerhaftigkeitsanforderungen. Da Algier in einer Starkbebenzone liegt, wurden beim Tragwerksentwurf modernste Entwurfs- und Konstruktionsmethoden gewählt. Der Gebetssaal wird komplett vom Erdbebenuntergrund mittels Isolatoren und Dämpfern entkoppelt. Das Minarett wird ein Hochhaus in Verbundbauweise aus Stahlbetonkernen mit integrierten Stahlprofilen und koppelnden Stahldiagonalen in der Fassadenebene, welches mittels einer speziellen Pushover-Analyse konzipiert wurde. Der in 2012 begonnene Bau soll 2016 fertiggestellt werden. Der Artikel stellt das herausragende Projekt an sich vor und berichtet über die wesentlichen Aspekte der Tragwerksplanung.

Keywords Dauerhaftigkeit; Erdbebenbemessung; Basisisolierung; Dämpfung, viskose; Moschee; Schleuderbeton; Kuppel; Hochhaus

The Great Mosque of Algeria – a monument in a strong-motion area

The world's third largest mosque, whose minaret will be the highest in the world, is currently under construction in Algiers. A new urban focus will be created by the complex. Due to the monumental importance of the building, the durability requirements were extremely high. As Algiers is located in a strong-motion earthquake area, the structural design of the buildings followed latest concept and construction methods. The prayer hall will be totally decoupled from the seismic ground by isolators and dampers. The minaret will be a high rise building with a composite structure of RC cores with integrated steel members that are coupled by steel bracings in the façade. Its design was made by means of special pushover-analyses. The construction started in 2012 and is scheduled to be finished in 2016. The paper presents the outstanding project and its main structural design aspects.

Keywords durability; earthquake design; base isolation; viscous damping; mosque; spun concrete; cupola; high rise building

1 Einleitung

Mit dem Projekt „Große Moschee von Algerien“ initiierte der Algerische Staat den Bau eines neuen nationalen Wahrzeichens. In 500 m Entfernung von der Bucht von Algier wird hierdurch gleichzeitig der Stadtteil *Mohamadia* entwickelt. Die Moschee selbst (Bild 1) wird die weltweit drittgrößte: Bei einer verfügbaren Bruttogeschossfläche von ca. 400 000 m² werden täglich bis zu 120 000 Besucher erwartet. Das Minarett, welches ein Museum, Forschungseinrichtungen und eine Besucherplattform erhält, wird das weltweit höchste und gleichzeitig mit 265 m das höchste Gebäude Afrikas sein. Der gesamte Komplex (Bild 2) wird auch ein Kongresszentrum, eine Bibliothek und eine Universität enthalten. Die Verkehrsanbindung der für bis zu 4 000 Stellplätze ausgelegten Tiefgarage unter der Moschee (Bild 3) an die zwischen Komplex und Mittelmeer verlaufende Stadtautobahn erfolgt durch die *Estacade* (Bild 2), von der aus über zwei Passarellen eine städtebauliche Verbindung zur Küste vorgesehen ist. Nach einer nur dreijährigen Planungsphase wird das Bauwerk seit 2012 nach den Plänen der Wettbewerbsgewinner KSP Jürgen Engel Architekten/Krebs und Kiefer International durch den chinesischen Generalunternehmer CSCEC gebaut. Die Fertigstellung des auf ca. 1,2 Mrd. € Baukosten veranschlagten Projektes ist für 2016 vorgesehen.

2 Architektur und Erdbeben

2.1 Formaler Entwurf

Um die gewählten Tragwerkssysteme nachvollziehen zu können, speziell bezüglich der Erdbebensicherheit, ist ein Verständnis für die architektonische Idee essenziell. Das formale Konzept des Moscheekomplexes verfolgt eine zunehmende Geschlossenheit der Gebäude, um die Entwicklung vom offenen Kontakt mit der umgebenden Stadt zur kontemplativen Abgeschlossenheit des zentralen Heiligtums, dem Gebetssaal, zu verdeutlichen. Ausgehend von der *Esplanade* mit ihren offenen, sehr schlanken und damit transparenten Säulenhallen wird der Moscheekomplex über großzügige Freitreppen frei erschlossen. Mit seinen für die Öffentlichkeit zugänglichen Einrichtungen ist das innerhalb der Esplanade stehende Minarett vertikal in jeweils fünf Ebenen gegliedert, welche durch die sogenannten *Sky Foyers* unterbrochen werden. Der *Hof* hat bereits eine geschlossene und streng symmetrische Form. Schließlich symbolisiert der nahezu fensterlose *Gebetssaal* mit seiner dreigeschossigen Staffelung – Saal, Kubus und Kuppel (Bild 3) – nach außen Abgeschlossenheit. Im Kontrast zum äußeren Erscheinungsbild sah der Architektur-entwurf von Wettbewerbsbeginn an eine sehr hohe räumliche Transparenz des Innenraums vor, um kon-



Bild 1 Große Moschee von Algerien (Visualisierung)
Great Mosque of Algeria (visualisation)

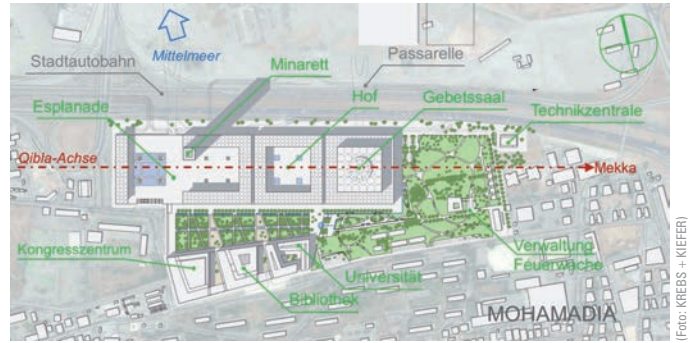


Bild 2 Lageplan Moscheekomplex
Site plan mosque-complex

viduelle Lösung entwickelt werden. Aufgrund der hohen Ansprüche an die Dauerhaftigkeit und die Robustheit für einen langen, quasi monumentalen Zeitraum wurden Lösungen mit einer relativ einfachen Wartungsmöglichkeit und einer hohen Zuverlässigkeit gewählt.

templative und transzendente Aspekte zu betonen (Bild 4).

Da Algier in einer Starkbebenzone liegt (VIII-IX auf der Modifizierten MERCALLI-Skala), wurde der Gebäudeentwurf stark durch Erdbebenaspekte beeinflusst. Der Architekturidee mit ihrer Schlankheit und Transparenz zu folgen und mit den Anforderungen an eine ausreichende Aussteifung und Robustheit zu kombinieren, war die größte Herausforderung für den Tragwerksentwurf. Wie im Folgenden gezeigt wird, konnte für jeden Aspekt, basierend auf zeitgemäßen Bemessungstechniken, eine indi-

2.2 Seismizität am Projektstandort

Infolge des verheerenden Erdbebens von Bourmedes (2003) mit über 2000 Todesopfern und über 200 000 Obdachlosen wurde die nationale algerische Erdbebennorm *Règles Parasismiques Algeriennes* (RPA) an internationale Bemessungsregeln angepasst. In der RPA ist eine maximale Grundbeschleunigung (inkl. Bedeutungsbeiwert) von 0,4 g vorgesehen. Die Anwendung der Norm ist allerdings auf Gebäude bis zu 200 m Höhe begrenzt. Ferner werden Erdbebensicherungssysteme wie Isolatoren oder Dämpfer in der Norm noch nicht behandelt. Des Weiteren waren zum Planungszeitpunkt die auf dem europäischen Markt existenten Technologien, Regelungen und Bauprodukte im Hinblick auf die hohe Bauwerksdauer-

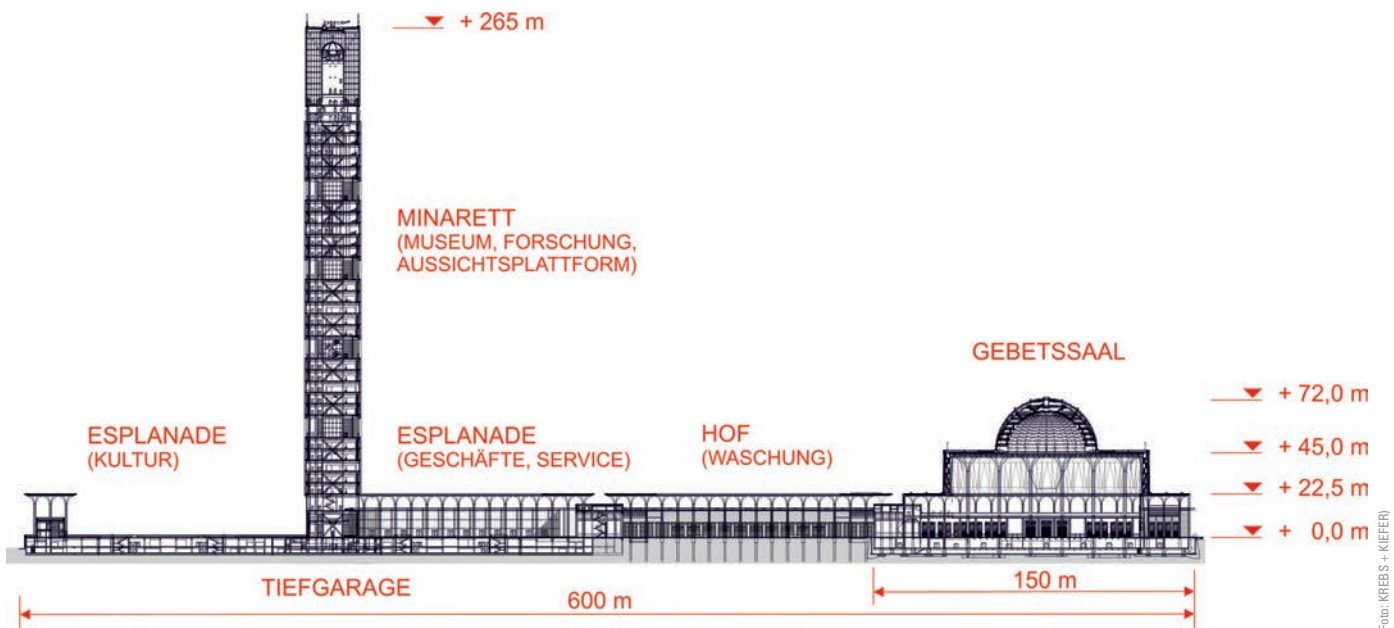


Bild 3 Längsschnitt Moschee mit Bauwerksabmessungen
Longitudinal section of mosque with building dimensions



Bild 4 Innenansicht Gebetssaal (Visualisierung)
Inside view prayer hall (visualization)

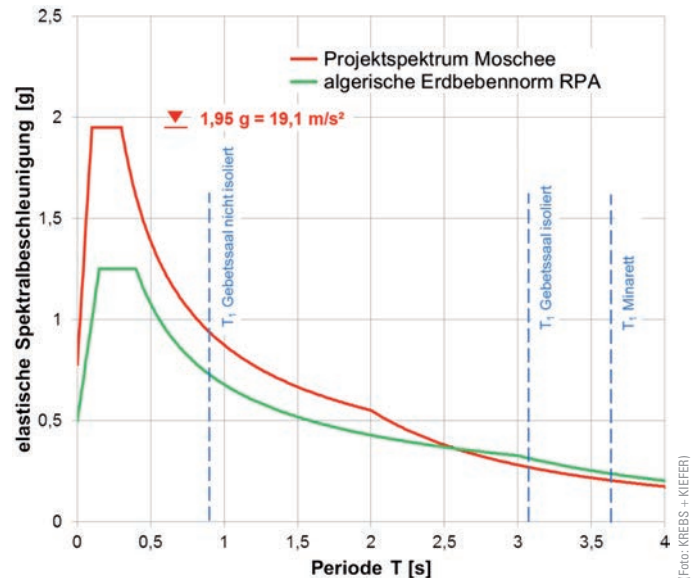


Bild 5 Projektspezifisches Erdbeben-Antwortspektrum
Specific response spectrum of the project

haftigkeit in Algerien nicht umfänglich normativ umgesetzt. Mit Genehmigung des Religionsministeriums (verantwortlich für das Projekt) und des Bauministeriums (verantwortlich für die Normung) wurde deshalb für das Projekt eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt, welche in Algerien erstmalig die konsistente Verwendung der Euro-normen, speziell des Eurocode 8, zuließ.

Aufgrund der Projektbedeutung wurde eine ortsspezifische seismische Risikoanalyse durchgeführt. Basierend auf einer speziellen Baugrundkampagne mit Down-Hole-Messungen erfolgte eine Mikrozonierung, aus welcher ein projektspezifisches Erdbeben-Antwortspektrum abgeleitet wurde. Dieses wurde der Bemessung des Gebetssaals und des Minarettis zugrunde gelegt. Mit einer erhöhten Grundbeschleunigung von 0,65 g wird hierin eine maximale elastische Antwortbeschleunigung von bis zu 1,95 g erreicht (Bild 5).

3 Gebetssaal

3.1 Erdbebenaussteifung

Dem Architekturkonzept einer größtmöglichen Transparenz folgend, waren alle innen liegenden Aussteifungselemente wie Schubwände oder Verbände zu vermeiden. Die Gesamtaussteifung konnte somit nur durch die Bauwerksoberflächen realisiert werden. Im gesamten Innenraum sollten nur Vertikaltragglieder wahrnehmbar sein (Bild 4). Diese Restriktion führte zu einem nur fugenlos funktionierenden, räumlichen Aussteifungssystem, welches durch die Interaktion der Kuppel mit den Dach- und Fassadenscheiben die Horizontalbeanspruchungen aus Erdbeben und Wind in die Gründungsebene überträgt (Bild 6).

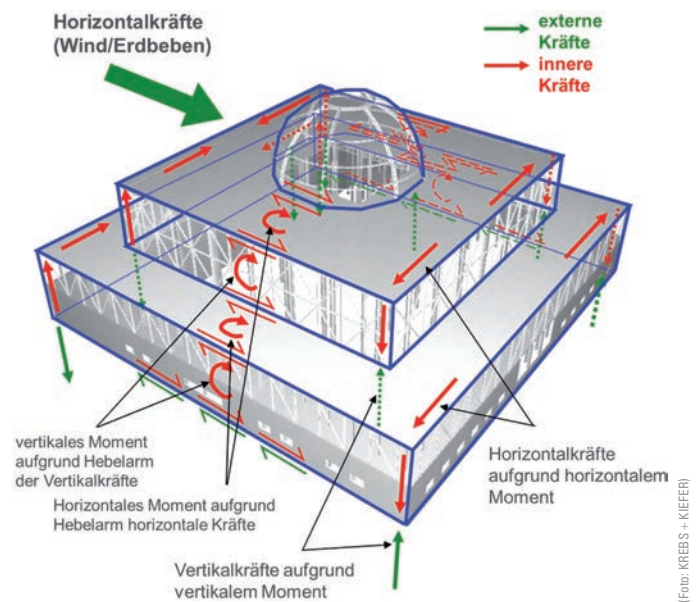


Bild 6 Aussteifungssystem Gebetssaal
Structural stiffening system prayer hall

3.2 Gebädetragwerk

Mit einer Grundfläche von 145 m × 145 m und einer Höhe von 72 m ist der Gebetssaal für bis zu 32 000 Gläubige vorgesehen. Von der leicht als Ellipsoid überhöhten Außenkuppel mit 52 m Spannweite wird eine Innenkuppel abgehängt (Bild 7). Hierbei folgt die Faltenform der Innenkuppelverkleidung den oktagonalem Kapitellen der Innenstützen (Bild 4), auf denen gleichsam die Außenkuppel vertikal gelagert ist. Zwischen den Kuppeln sind Wartungsgänge angeordnet.

Die Stützen des Gebetssaals (Bild 4) haben einen oktagonalen Querschnitt mit 1,62 m Breite (im 45 m hohen Kubus-Bereich) bzw. 0,81 m Breite (im seitlichen, 22,5 m

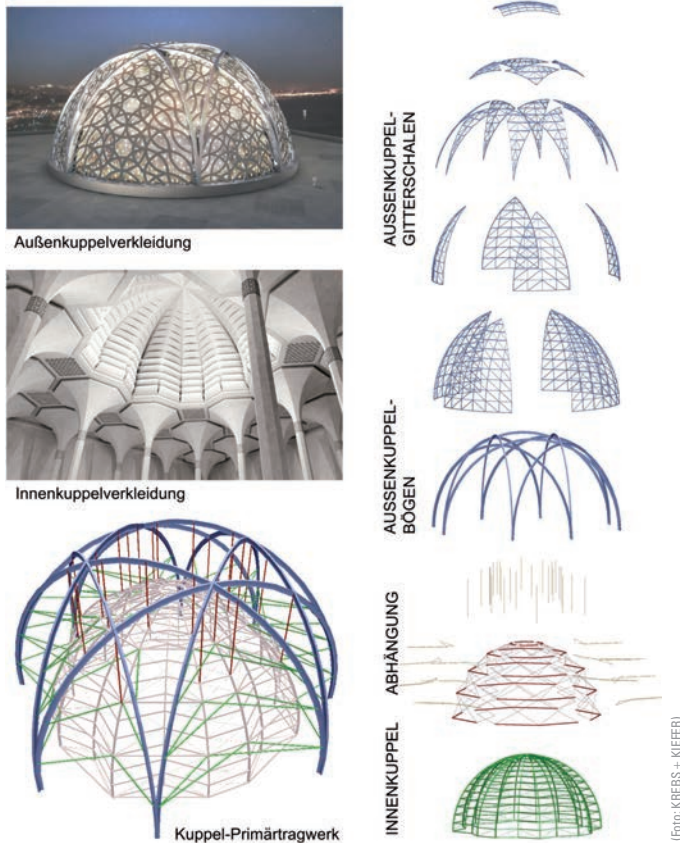


Bild 7 Kuppelschalen Gebetssaal
Cupola shells prayer hall

hohen Mezzanin-Bereich) und werden aus Schleuderbeton erstellt (s. u.). Die Stützenkapitelle werden hier durch verkleidete Raumfachwerke aus Stahl realisiert, die gleichsam die Dachtragwerke bilden (Bild 8). Der 45 m hohe Kubus wird durch ein Stahlfachwerk mit integrierten Treppenhäusern gebildet (Bild 9), welches von Innstützen abgefangen wird. Die Außenwände sowie sämtliche Decken des Mezzanin-, Erd- und Untergeschosses werden in Stahlbeton erstellt.

3.3 Seismische Isolierung

Aufgrund des komplexen räumlichen Aussteifungssystems, der großen Schlankheit der die Kuppel tragenden Innenstützen mit bis zu 34 m freier Höhe und den hohen Sicherheitsanforderungen für die große Besucherzahl – nicht zuletzt aber auch wegen der monumentalen Bedeutung des Bauwerks – wurde für den Gebetssaal eine Basisisolierung gewählt. Hierbei wird die Bauwerksperiode so weit verändert, dass keine großen Antwortbeschleunigungen mehr zu erwarten sind; die Erdbebenkräfte werden signifikant reduziert. Dem bekannten Entwurfsprinzip folgend [1] wurde das Gebäude aus: (1) einem steifen Sockel mit dem Großteil der Gebäudemasse und (2) einer aufgehenden Leichtbaukonstruktion erstellt (Bild 8) [2].

Aus Gründen der Performance, der Dauerhaftigkeit und der Wartung wurde für die Basisisolierung ein System aus 246 gleichmäßig verteilten Gleitpendel-Isolatoren [3] ge-

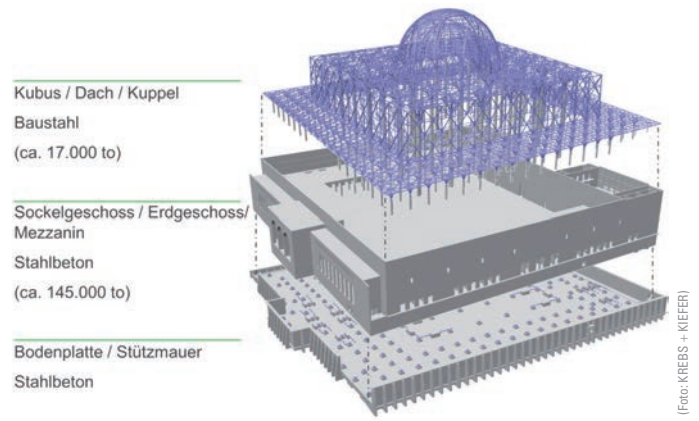


Bild 8 Tragwerksunterteilung Gebetssaal
Structural elements prayer hall

wählt. Die konventionellen Kalottenlager von Brücken ähnelnden Isolatoren, welche aufgrund ihrer Bauform bei nachlassender Erdbebenbeschleunigung wieder in ihre Ausgangslage zurückpendeln, wurden in einem Sockelgeschoss zwischen Untergeschoss und Flachgründungsebene angeordnet (Bild 9). Die Lage der wie Brückenlager auswechselbaren Isolatoren wird hierbei im Wesentlichen durch die Stützenachsen bestimmt. Das Untergeschoss wurde mittels eines Wandrasters als steifer Kasten ausgebildet. Eine Bodenplatte verbindet die Blockfundamente der Isolatoren und bildet mit den bis zu 8 m hohen Winkelstützmauern eine Gründungswanne (Bild 10).

Ein weiterer Vorteil der Isolierung ist die gemäß Eurocode 8 zulässige Bemessung als normalduktiles Bauwerk, d. h., die konstruktiven Entwurfsvorgaben für seismisch hoch aktive Regionen müssen nicht mehr zwingend eingehalten werden. Insbesondere die zuvor beschriebene Gebäudeaussteifung ist hiermit zulässig. Nichtsdestotrotz wurden in den lokalen Konstruktionen die Vorgaben zur Gewährleistung ausreichender Duktilität berücksichtigt.

Eine hohe Eigendämpfung von Isolatoren wirkt sich zwar positiv auf die Bewegungsamplituden im Erdbebenfall aus, kann aber zu Problemen bei der anschließenden Rezentrierung des Bauwerks führen. Zur Verringerung der rechnerischen Erdbeben-Horizontalverformungen von ca. 120 cm auf unter 60 cm wurde daher die Isolierung mit einem System aus 80 viskosen Dämpfern gekoppelt [2], die ebenfalls im Sockelgeschoss zwischen Gebäude und Gründung angeordnet wurden (Bild 9).

4 Hof und Esplanade

Zentrales Gestaltungselement der Gebäude des Moscheehofes und der Esplanade sind die oktogonalen Stützen der Säulenhallen, die sich auch im Gebetssaal wiederfinden (Bilder 1 und 4). Die außen liegenden, 22,5 m hohen Stützen haben, da überwiegend frei auskragend und nur an den Kapitellen verbunden, eine Breite von 1,10 m und gehen ebenfalls in oktogonale Kapitelle über. Im Gegensatz zum Gebetssaal werden letztere jedoch aus Stahlbe-

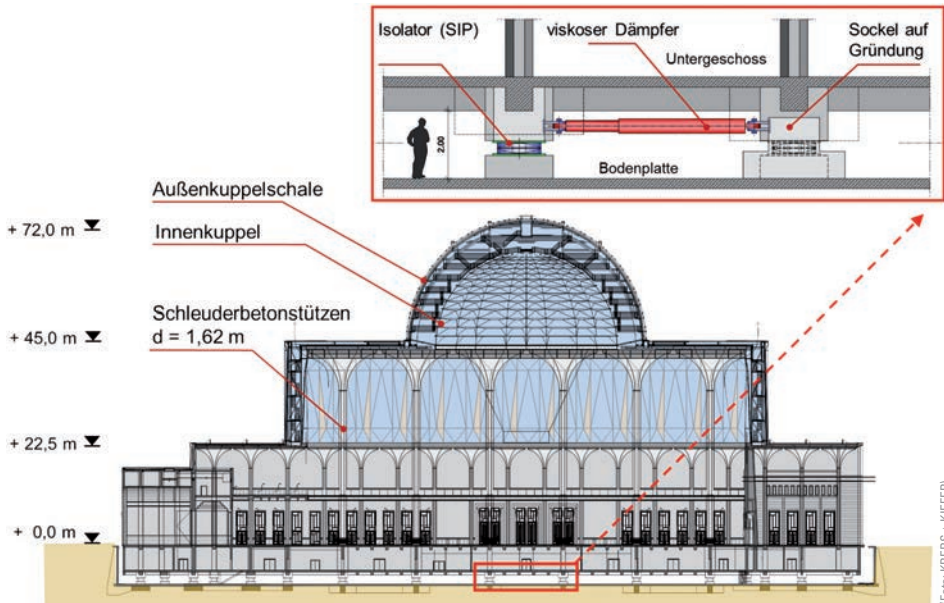


Bild 9 Seismische Isolierung im Längsschnitt Gebetsaal
Seismic isolation in longitudinal section prayer hall



Bild 10 Rohbauarbeiten Untergeschoss Gebetsaal (08/2014)
Construction work basement prayer hall (08/2014)

ton-Fertigteilskeletten gebildet, die anschließend verkleidet werden (Bild 11).

Der Schaft sämtlicher der insgesamt 618 Stützen (inkl. Gebetsaal) wird aus Schleuderbeton-Fertigteilen gebildet. Während die Stützen für die 22,5 m hohen Bereiche in zwei Stücken (Schaft von 18 m Länge mit eingestecktem Kapitellkern, Bild 11) hergestellt und als Ganzes angeliefert werden, erfolgt die Lieferung der großen Gebetsaalstützen (Schaftlänge 34 m) in drei Abschnitten mit Montage auf der Baustelle mittels Steckstößen (Bild 11). Die Ausbildung als Schleuderbeton-Fertigteil ist den Anforderungen an

- die hohe Dauerhaftigkeit der frei bewitterten Betonoberflächen (Expositionsklassen XC4, XF1, XS1),
- der seismischen Stabilität und Reversibilität durch Schraubmontage am Fußpunkt sowie

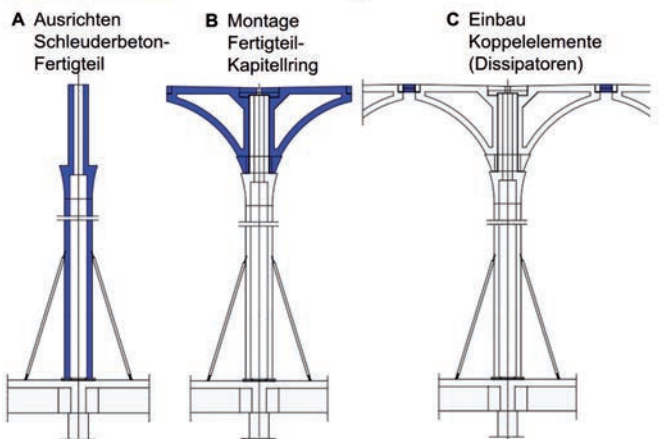
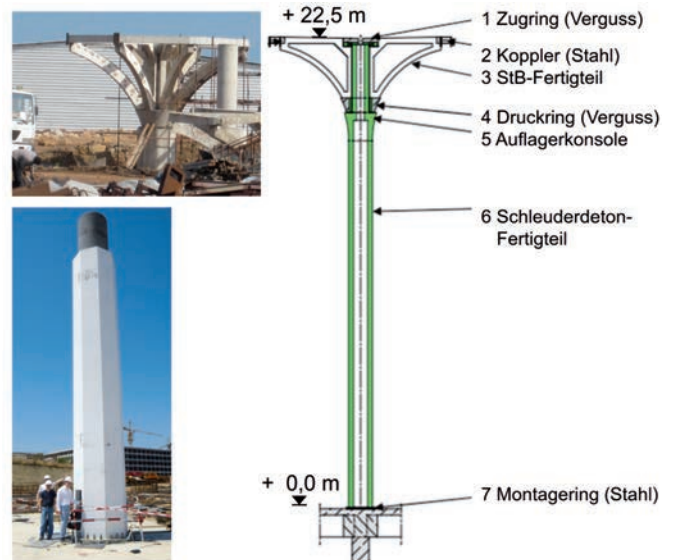


Bild 11 Konstruktion oktagonale Stützen (Außenbereiche)
Construction octagonal columns (external regions)

- nicht zuletzt den ästhetischen Anforderungen an die Sichtbetonoberfläche (Weißbeton durch u. a. Titanoxid)

geschuldet. Der sich aus dem Schleuderprozess ergebende Hohlraum im Stützeninneren wird gleichsam zur Dachentwässerung oder Elektroinstallation genutzt.

Die Tiefgarage sowie die aufgehenden Gebäudeteile wurden nach seismischen Gesichtspunkten durch Raumfugen getrennt. Innerhalb der hierdurch entstehenden Stützenbereiche wurden die Kapitelle mittels kurzen Stahlträgern als plastische Dissipatoren (Bild 12) gekoppelt.

5 Minarett

5.1 Vertikaltragwerk

Das multifunktionale Minarett erhält eine traditionell maghrebinische Gestaltung: Auf der Spitze eines Turmes mit quadratischem Grundriss steht ein kleinerer, mit einer Kuppel überkronter Turm, der *Soummah*. Diese Form aufgreifend, aber in den Himmel verlängernd, erhält der *Soummah* eine Glaseinhausung in Verlängerung der Turmfassade (Bild 12), welche gleichsam die Aussichtsplattformen einfasst.

Mit einer Grundfläche von 26,8 m × 26,8 m und einer Gesamthöhe von 265 m (223,8 m bis zum *Soummah*) weist der Turm eine große Schlankheit von $h/b = 10$ auf. Die für die Bemessung des Turmes maßgebenden enormen Erdbebenkräfte [4] werden mittels eines Schubwandrasers über zwei Sockelgeschosse mit 50 m × 50 m Grundfläche in eine 3 m dicke Bodenplatte übertragen (Bild 13). Da trotz der Gründungsausmaße im Erdbebenfall mit abhebenden Kräften und Überschreitung des zulässigen Sohldrucks an den Plattenrändern zu rechnen war, wurde unterhalb der Bodenplatte ein Raster aus 60 Schlitzwand-Baretten mit Querschnittsfläche 1,2 m × 7,2 m (bzw. 6,0 m) und 43 m Tiefe angeordnet.

Die aufgehende Turmkonstruktion ist durch vier Stahlbetonkerne gekennzeichnet, zwischen denen Stahlbetondecken mit Unterzügen stützenfrei spannen. In den Kernecken einbetonierte Stahlträger werden mittels X-Verbänden gekoppelt (Bild 13). Eine Besonderheit stellen hierbei die *Skyfoyers* dar, bei denen eine Geschossebene ausgespart wird und keine Verbände angeordnet werden. Die Aussteifung des Turmes erfolgt daher über ein VIEREN-DEEL-System mit koppelnden Stahldiagonalen.

In aeroelastischen Windkanalversuchen (Bild 14) konnte nachgewiesen werden, dass trotz der Schlankheit des Turmes die Windbelastung kleiner als die seismische ist und die Gebrauchstauglichkeit nicht eingeschränkt wird.

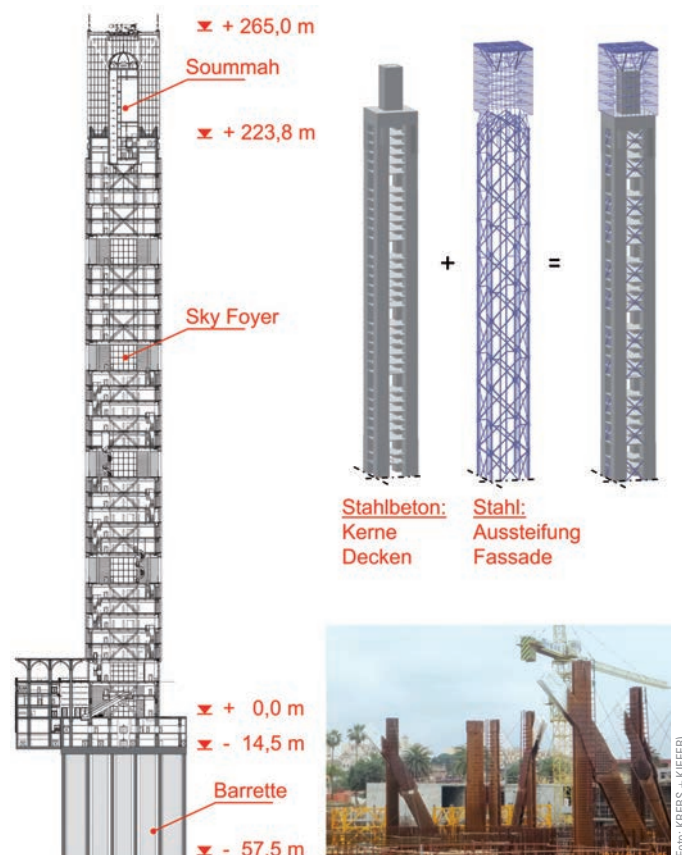
5.2 Erdbebensicherheit und -bemessung

Da das Turmtragwerk bereits eine relativ lange erste Eigenperiode aufwies (Bild 5) und außerdem abhebende Kräfte von Lagern nicht aufgenommen werden können,



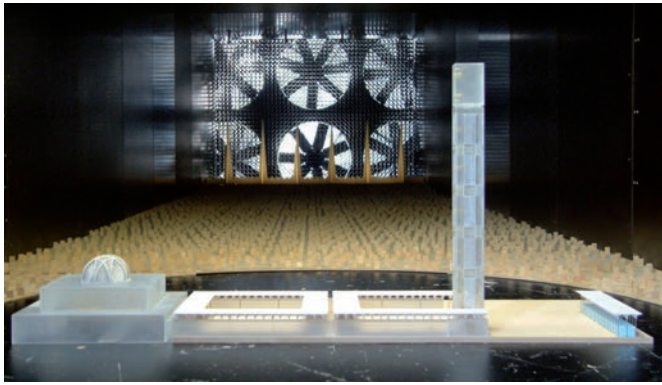
(Foto: KREBS + KIEFER)

Bild 12 Turmspitze Minarett (Visualisierung)
Top of minaret (visualization)



(Foto: KREBS + KIEFER)

Bild 13 Tragwerk Minaretturm
Structural System minaret tower



(Foto: Wacker Ingenieure)

Bild 14 Windkanalmodell
Mock up wind tunnel

wurde hier keine seismische Isolierung verwendet. Vielmehr wurden auf Basis von *Pushover*-Analysen [4] ein System von Dissipatoren und eine Reihenfolge von Tragwerksplastizierungen nach den Regeln der Kapazitätsbemessung [5] festgelegt. Die Integrität der Gründung als Kombinierte Pfahlplatte wurde an einem 3-D-Halbraummodell nachgewiesen.

6 Süd- und Peripheriegebäude

Die weiteren zum Komplex gehörenden Gebäude wie Kongresszentrum, Bibliothek, Universität, Verwaltung, Feuerwache, Wohnanlage sowie Technikzentrale werden in konventioneller Stahlbetonbauweise unter Beachtung der hohen Erdbebenbeanspruchung ausgeführt. Dies erforderte i. d. R. die Aufteilung in Einzelbauteile mit Raumfugen von bis zu 20 cm. Die Technikzentrale liefert über erdgasbetriebene Blockheizkraftwerke und Kältemaschinen sowohl Energie als auch Wärme und Luft über Erdbauwerke zum Moscheekomplex. Am Gebetssaal waren die Medienübergaben für die potenziellen Bewegungen der Isolierung im Erdbebenfall (+/-60 cm) auszuliegen.

7 Realisierung

7.1 Bauleistungen und Bauverfahren

Die Baustelle wird über eine Betonzentrale mit einer Kapazität von bis zu 250 m³/Std. versorgt (Bild 15). Zement, Sand und gebrochene Zuschläge werden angeliefert, da lokale Böden i. d. R. keine verwendbaren Sieblinien liefern. In der Planung wurde besonderes Augenmerk auf die Verwendung von lokal verfügbaren und herstellbaren Betoneigenschaften gelegt. Für die erforderlichen Betongüten von bis zu C50/60 (Kerne Minarett und einzelne Stützen) wurden Mischungsprüfungen und Großversuche zur Hydratationswärmeentwicklung vorgenommen, die zum Einbau einer Wasserkühlung für die Betonage der Minarett-Bodenplatte geführt hatten. Die Schleuderbetonstützen (Bild 11) werden in Deutschland vorgefertigt. Betonstahl wird aus Europa, vorkonfektionierter Baustahl aus China importiert. In der Planung der Stahltragwerke (auch der Schüsse im Minarett) wurde besonderes Augenmerk auf die Vermeidung von Baustellenschweißungen gelegt. Obgleich nicht frei der Witterung ausgesetzt (i. d. R. Schutz durch Dächer und Fassaden), erhalten sämtliche nicht einbetonierte Stahlbauteile einen hoch dauerhaften Korrosionsschutz (3-Komponenten-Beschichtung nach DIN EN ISO 12944 oder Duplex-System) und können später handnah inspiziert werden.

7.2 Baufortschritt

Ende 2014 waren in der Moschee an sich die Untergeschosse weitgehend fertiggestellt, was den größten Anteil der Ortbeton Kubatur ausmacht. Der Gebetssaal stand bereits auf den Isolatoren (Bild 10), die ersten Schleuderbetonstützen wurden montiert (Bild 11). Die Stahlbauarbeiten an Kubus, Dach und Kuppel des Gebetssaals sollen sukzessive von innen nach außen erfolgen. Der Minaretturm wird mittels Kletterschalung um die vorkonfektionierten Stahlelemente (Bild 13) herum hochgezogen. Der Rohbau der Südgebäude war abgeschlossen.



(Foto: KREBS + KIEFER)

Bild 15 Übersicht Baufeld (03/2013)
Overview construction site (03/2013)

8 Fazit

Ein Projekt dieser Größenordnung mit seinen kulturellen, monumentalen und technischen Anforderungen kann nur durch das verantwortliche Miteinander der Pro-

jektbeteiligten (Tab. 1) entstehen. Planerisch lag die große Herausforderung in der Vereinbarung der hohen architektonischen Ansprüche mit der lokalen Realisierbarkeit bei Erschwernis durch die große Seismizität.

Tab. 1 Projektdaten
project data

Bauherr	Volksrepublik Algerien vertreten durch: Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Algerie (ANARGEMA)
Generalplanung	KSP Jürgen Engel Architekten, Frankfurt; KREBS + KIEFER International, Darmstadt
Tragwerke (Planung und Bauüberwachung)	KREBS + KIEFER Ingenieure GmbH (Standorte Karlsruhe, Freiburg, Darmstadt)
Baugrund	Smolczyk und Partner, Stuttgart, in Koop. mit nat. Algerischen Baugrundinstituten LNHC, LCTP
Windgutachten	Wacker Ingenieure, Birkenfeld
Generalunternehmer	China State Construction Engineering Corporation (CSCEC), Algerien/China
Isolatoren/Dämpfer	Maurer Söhne, München
Schleuderbetonstützen	Europoles, Neumarkt
Planungs-/Bauzeit	2009–2012/2012–2016
Baukosten	ca. 1,2 Mrd. €
BGF/BRI	374 000 m ² /1 768 000 m ³
Massen	Beton: ca. 445 000 m ³ , Betonstahl (B500): ca. 71 000 t, Baustahl (S355, S235): ca. 14 300 t

Literatur

- [1] KELLY, J.: *The Theory and Development of Seismic Isolation and its Implementation*. Proceedings of Paraseismic Work Days, Ministry of Religious Affairs. Algier, 28.02.–03.03.2009.
- [2] AKKERMANN, J.; HEWENER, A.: *Seismische Isolierung des Gebetssaals der Großen Moschee von Algerien*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015), H. 2, DOI: best.201400116.
- [3] HUBER, P.; MEDEOT, R.; TUNCER, M.: *Seismic Protection of three recently constructed Buildings by seismic Isolation with Sliding Isolation Pendulum Devices*. 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Türkei, 27.–30. Mai 2007.
- [4] CONSTANTINESCU, D.; KÖBER, D.; AKKERMANN, J.: *Das Minarett der Großen Moschee von Algerien – ein Stahlbau der besonderen Art*. Stahlbau 84 (2015), H. 1., S. 25–37.
- [5] CONSTANTINESCU, D.; AKKERMANN, J.: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben nach Eurocode 8. Anwendung am Beispiel internationaler Projekte*. Tagungsband Dresdner Stahlbaufachtagung, Dresden 2011, S. 205–252.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann
Prof. Dr.-Ing. Dan Constantinescu
Dipl.-Ing. Alexander Hewener

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH
Karlstraße 46
76133 Karlsruhe
akkermann.jan@kuk.de
www.kuk.de



Minarett im Rohbau | Oktober 2015

Das Minarett der Großen Moschee von Algerien – Ein Tragwerk der besonderen Art

Das Minarett der Großen Moschee von Algerien wird das höchste Minarett weltweit und das höchste Bauwerk Afrikas sein. Das Projekt wurde von deutschen Architekten und Ingenieuren geplant und befindet sich zurzeit im Bau. Das Bauwerk unterliegt einem extrem hohen Erdbebenrisiko. In Verbindung mit der extremen Schlankheit des Gebäudes und seinem außergewöhnlichen Aussteifungssystem hat dies zu einem Tragwerk im Verbundbau geführt, das einmalig ist. Zur Absicherung der notwendigen seismischen Sicherheit dieses Millennium-Monuments mussten die aufwendigsten Verfahren der Planung in Erdbebengebieten angewandt werden. Der Aufsatz beschreibt das Bemessungskonzept der Aussteifung, die angewandten Bemessungsverfahren und einige relevante Tragwerkeigenschaften.

The Minaret of the Great Mosque of Algeria – A very special structure. *The minaret of the Great Mosque of Algeria will be the highest minaret in the world and Africa's highest skyscraper. The project designed by a German team of architects and engineers is under construction. The site is exposed to an extremely high seismic risk. This in conjunction with the buildings slenderness and its particular architectural demands, have led to a composite structure with an unusual concept to withstand lateral loading. In order to ensure the necessary seismic safety of this millennium's monument the most sophisticated seismic design procedures had to be used. The paper presents the design philosophy and analyses as well as some significant structural features and details of the minaret structure – see also [1].*

1 Allgemeines

Die Große Moschee von Algerien, die zurzeit im Bau ist, wurde von deutschen Architekten und Ingenieuren geplant. Eine allgemeine Beschreibung des Bauwerks befindet sich in [2] und [3]. Der vorliegende Aufsatz bezieht sich nur auf das Minarett [1].

Das Minarett ist ein sehr schlanker Quader mit einer Gesamthöhe von 265 m und einem quadratischen Grundriss mit einer Seite von 26,8 m (Bild 1). Wegen der hohen Schlankheit, der architektonischen Gestaltung der Fassade und des extrem hohen Erdbebenrisikos wurde ein außergewöhnliches Aussteifungssystem konzipiert. Im Folgenden werden das Bemessungskonzept, die rechnerischen Verfahren und einige relevante Tragwerkeigenschaften beschrieben. Der Planung wurden die europäischen Normen zugrunde gelegt [2].



Bild 1. Übersicht Große Moschee von Algerien
Fig. 1. General view of the mosque

2 Seismizität

Der Norden Algeriens wird von äußerst starken Erdbeben heimgesucht. Aufgrund der hohen nationalen Wichtigkeit des Projektes wurde die Seismizität des Standortes vom algerischen Zentrum für Forschung in Erdbebeningenieurwesen (CGS) besonders begutachtet und demzufolge wurde ein elastisches Bemessungsspektrum festgelegt, das einer maximalen Grundbeschleunigung von $6,5 \text{ m/s}^2$ bei einer Wiederkehrperiode von 1000 Jahren entspricht [2].

Die Grundeigenperiode des Minaretts, die einer horizontalen Kragarmbiegung entspricht, beträgt etwa 3,7 s. Die erste Torsionseigenperiode beträgt 1,1 s. Wäre die seismische Antwort des Bauwerks elastisch, betrüge die Gesamterdbebenkraft bei der Grundeigenperiode ca. 28 % des Gewichtes des oberirdischen Teils des Bauwerks. Solche Kräfte sind offenkundig unaufnehmbar. Das Tragwerk muss daher ein ausreichendes Duktilitätsvermögen besitzen, um die Dissipation der vom Bemessungserdbeben induzierten Energie mittels beträchtlicher plastischer Verformungen abzusichern. Dafür wurden die fortgeschrittensten

Konzepte und die komplexesten Berechnungsverfahren nach [4] angewandt.

3 Das Tragwerk

Das Minarett, welches ein Museum für Nationale Geschichte, ein Kunstmuseum und ein Forschungsinstitut beherbergen wird, ist funktional in fünf Blöcke von je fünf Stockwerken mit einer Geschosshöhe von 5,85 m gegliedert (Bild 2a). Die Blöcke werden durch Sky Foyers getrennt, deren Höhe 11,7 m beträgt. An der Spitze des Minarets befindet sich der für den Maghreb typische Soummah-Turm, der mit einer 41 m hohen Glas-Stahl Konstruktion umhüllt wird. Das Bauwerk hat zwei Untergeschosse mit einer Gesamthöhe von 11,2 m, die einen quadratischen Grundriss mit einer Seitenlänge von 50 m haben. Diese Fußausweitung sichert eine ausreichende Gründungsfläche.

In den vier Ecken des Minarets befinden sich Stahlbetonkerne, die vom Erdgeschoss bis zum Fuß des Soummah-Turms verlaufen (Bild 2b). Sie haben einen quadratischen Querschnitt, dessen Länge der Außenseiten zwischen 7,75 m am Gebäudefuß und 7,5 m an der Spitze variiert. Die Stahlbetondecken sind als Trägerroste hergestellt (Bild 3). Die in blau dargestellten Hauptunterzüge gehören ebenfalls zum Aussteifungssystem, da sie die Stahl-

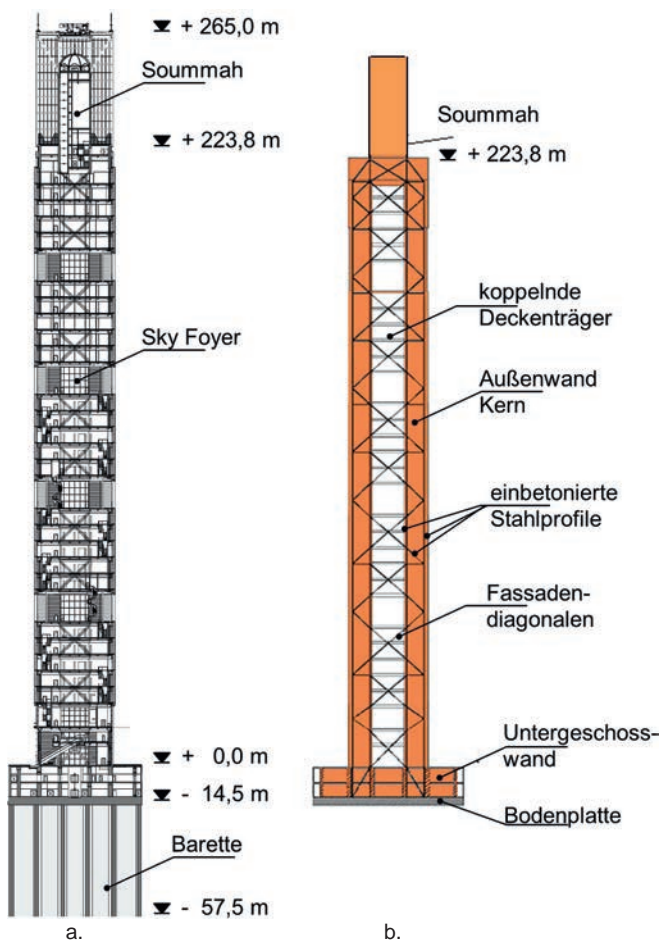


Bild 2. Das Minarett: (a) Vertikalschnitt, (b) das Aussteifungssystem mit den koppelnde Fassadendiagonalen und den in den Kernwänden einbetonierten Stahlelementen
 Fig. 2. The minaret: (a) vertical section, (b) the bracing system with the coupling façade diagonals and steel members cast within the core's external walls

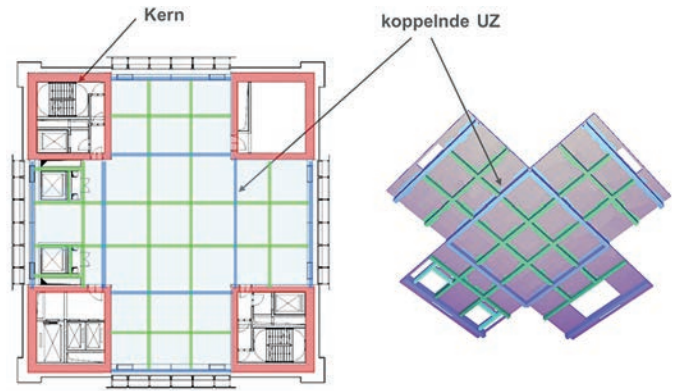


Bild 3. Typische Stahlbetondecke
 Fig. 3. Floor's RC structure

betonkerne koppeln. Die Kerne tragen das Gesamtgewicht des Gebäudes, das oberirdisch etwa 700 MN aufbringt. Die Dicke der äußeren Wände ist größer als die der inneren, um das Einbetonieren der Stahlkonstruktion zu ermöglichen. Die Wanddicken reduzieren sich in fünf Abschnitten über die Höhe (von 100 cm zu 45 cm bei den äußeren Wänden bzw. von 75 cm zu 40 cm bei den inneren).

Die vier Stahlbetonkerne an den Ecken haben ein Verhältnis von Höhe zu Breite von etwa 30 und können deshalb das Minarett alleine nicht ausreichend aussteifen. Um die erforderliche Steifigkeit und den notwendigen Widerstand für Erdbeben zu erreichen, musste die gesamte Gebäudebreite durch eine äußere Tube aktiviert werden. Damit beträgt das Verhältnis Höhe zur Breite etwa 10. Dieses Ziel konnte mit der Kopplung der Stahlbetonkerne durch X-förmige Fassaden-Stahlverbände erreicht werden (s. Bild 2b). Da die Fassadenverbände in den Sky Foyers aus architektonischen Gründen unerwünscht waren, wurde ein unterbrochenes Verbandsystem konzipiert. Statt eines klassischen Fachwerks ist deshalb ein Vierendeel-Tragwerk entstanden. Um die Umlagerung der hohen inneren Kräfte aus den Fassaden-Stahlverbänden in die Stahlbetonkerne – und zurück – zu umgehen, wurde ein Stahltragwerk innerhalb der Außenwände der Kerne vorgesehen (s. die einbetonierten diagonalen, horizontalen und vertikalen Stäbe in Bild 2b), das eine stahlbaummäßige Weiterleitung der Kräfte der Fassaden-Stahldiagonalen absichert. Somit wurde ein kombiniertes Aussteifungssystem erstellt, welches aus einem Rahmen (Kerne mit koppelnden Deckenunterzügen) und einem räumlichen Fachwerk besteht (Bild 4). Das Zusammenwirken dieser beiden Komponenten ist in Realität komplexer, da die einbetonierten Stahlprofile mit Kopfbolzendübeln versehen sind und auch als Bewehrung der Kerne wirken.

Die Wirkung der Kernkopplung wird in Bild 5 erklärt. Das globale Biegemoment M_0 , das vom Erdbeben hervorgerufen wird, produziert Normalkräfte N und Biegemomente M in den Kernen. Der tatsächliche Beitrag dieser Komponente hängt von der Steifigkeit der koppelnden Elemente (vorwiegend der Fassaden-Diagonalen aus Stahl aber auch der Deckenunterzüge aus Stahlbeton) ab. Wegen der ziemlich hohen Biegesteifigkeit der Kerne und der Flexibilität des unterbrochenen Fassadenverbandes, nimmt das räumliche Fachwerk nur etwa $\frac{3}{4}$ der Erdbebeneinwirkung auf ($N/\bar{N} = 0,79$ und $M/\bar{M} = 0,21$).

Stahlbeton + Stahl = Verbund

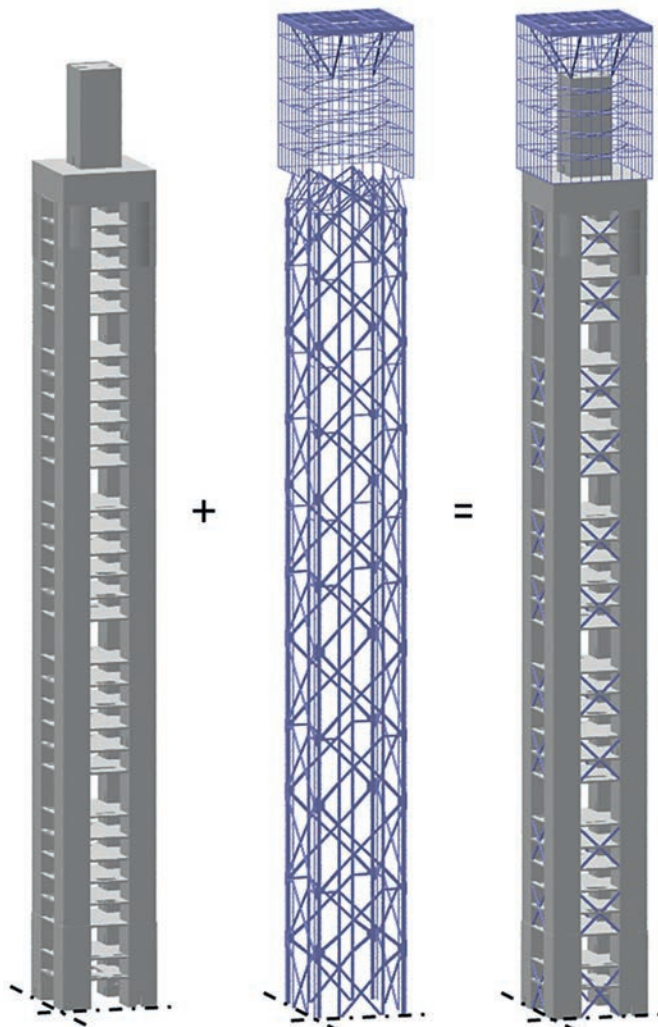


Bild 4. Das Konzept des Aussteifungssystems
Fig. 4. Combined lateral stiffening system

Ein zusätzliches Koppellement wurde an der Spitze der Kerne untergebracht, da es architektonisch möglich war, koppelnde Wände in den letzten beiden Geschossen des Minarettts zu realisieren. Massive Wände mit einer Höhe von 9 m erstrecken sich sowohl zwischen den äußeren Wänden des Minarettts als auch zwischen den inneren. Die inneren Koppelwände dienen auch zur Auflagerung des Soummah-Turms auf den Kernen. Diese Koppelwände wurden in Verbundbauweise geplant. Sie enthalten Stahldiagonalen, die einerseits ein nachhaltiges duktileres Verhalten der Kopplung gewährleisten und andererseits die Rissbildung in den Stahlbetonwänden während eines starken Erdbebens reduzieren. Die Stahlprofile der koppelnden Außenwände sind mit den einbetonierten Stahlprofilen der Kerne verbunden (Bild 2b). Die Stahlprofile der koppelnden Innenwände leiten die inneren Kräfte an die Kernwände mittels Kopfbolzendübel über zwei Geschosse weiter.

Im Bereich der Untergeschosse wurde ein steifer Kasten geplant, der aus einem Raster von Stahlbetonwänden besteht (Bild 6). Er nimmt die vertikalen und horizontalen Kräfte am Fuß der Stahlbetonkerne auf und leitet sie weiter. Seine Wände haben eine Dicke von 150 cm unter den äußeren Wänden der Kerne bzw. von 130 cm unter den inneren.

Die 3 m dicke Bodenplatte lagert auf dem Boden und auf 60 Barettes (kurze Schlitzwände), die 43 m tief sind und deren Querschnitte 1,2 m × 7,2 m am Rande bzw. 1,2 m × 6 m im Inneren der Bodenplatte betragen (Bild 7).

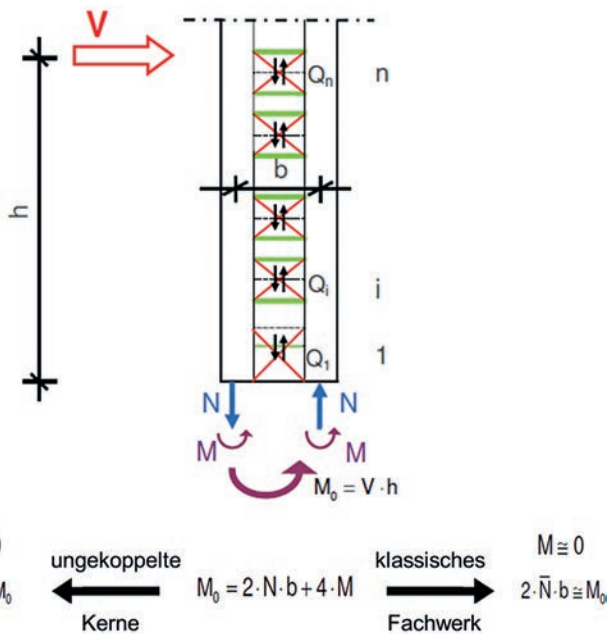


Bild 5. Globaler Effekt der koppelnden Fassadenverbände und Deckenunterzüge
Fig. 5. Global effect of the coupling façade bracing and floor's beams

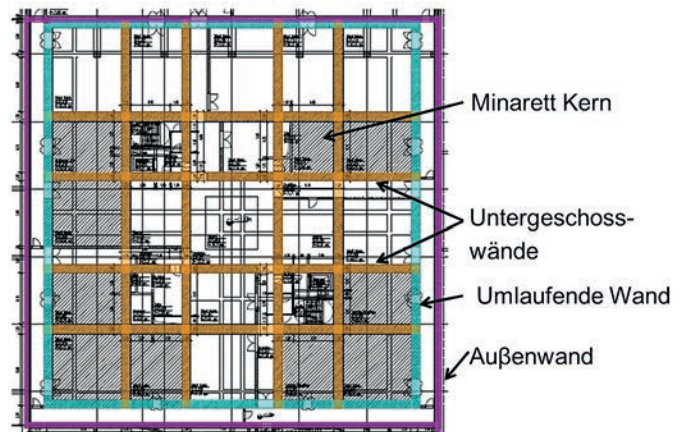


Bild 6. Die Stahlbetonwände der Untergeschosse (Grundriss)
Fig. 6. RC walls within the basement (plan view)

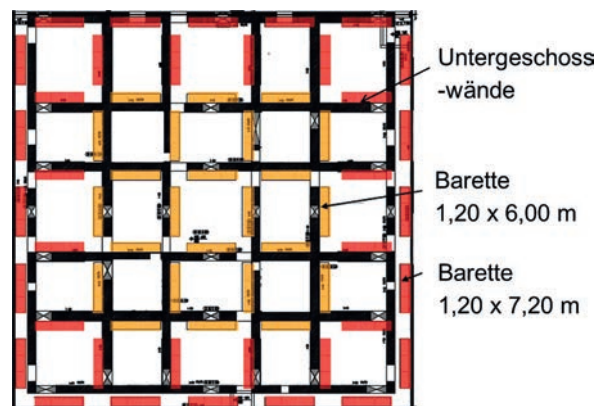


Bild 7. Das Gründungssystem (Grundriss)
Fig. 7. Foundation system (plan view)

Die natürliche Erdoberfläche liegt etwa auf der Höhe der Decke des zweiten Untergeschosses. Die Bodenplatte befindet sich 2 m im Grundwasser.

4 Bemessungskonzept

Die Planung des Minarett wurde entscheidend vom extrem starken Erdbebenrisiko des Standortes und vom Bauherrenwunsch, ein 1000jähriges Denkmal zu bauen, bestimmt. Es wurden die höchsten Ansprüche des Eurocodes 8 [4] angewandt. Um eine optimale Energiedissipation während des Bemessungserdbebens zu gewährleisten, sollen die duktilen Bauteile mit einer hohen Verformbarkeit versehen und die spröde versagenden Bauteile durch Erhöhung ihrer Widerstandsfähigkeit geschützt werden. Um die bestmögliche Kombination von Widerstand und Verformbarkeit zu erreichen, wurden die seismisch relevanten Elemente nach folgenden Kategorien bemessen:

– hoch dissipative (HD) Elemente:

Dazu gehören Tragelemente, die als erste ihren Fließzustand erreichen und eine hohe Duktilität besitzen müssen. Sie werden den größten Beitrag an der Dissipation der vom starken Erdbeben eingeleiteten Energie leisten und auch als seismische Sicherung wirken, welche die Maximalwerte der inneren Kräfte begrenzt.

– weniger dissipative (LD) Elemente:

Dazu gehören Tragelemente, die niedrige, gegebenenfalls mittelhohe plastische Verformungen während des Bemessungserdbebens erfahren.

– elastische (E) Elemente:

Dazu gehören Tragelemente, die während des gesamten Bemessungserdbebens im elastischen Zustand bleiben. Der Widerstand dieser Elemente sollte so skaliert werden, dass je höher das Risiko eines spröden Versagens ist, desto höher wird die Widerstandsfähigkeit. Die notwendige Hierarchisierung der Widerstände dieser Elemente wurde anhand der Methode der Kapazitätsbemessung erreicht. Wenn zwei tragwerksrelevante Elemente miteinander verbunden sind, sollte das weniger verformbare Element eine höhere Widerstandsfähigkeit haben als das verformbarere.

Diese Bemessungsphilosophie wird in Bild 8 erklärt, in dem die Kapazitätskurve des Tragwerks dargestellt ist. Diese entspricht dem nichtlinearen Verhalten des Tragwerks unter einer horizontalen statischen Belastung, die immer die gleiche vertikale Verteilung und Richtung hat, sich aber kontinuierlich vergrößert. Die Kurve kann das Verhalten eines Tragwerks beim Erdbeben nur annähernd erfassen, da die Belastung in Wirklichkeit dynamisch ist und sich sowohl die vertikale Verteilung der horizontalen Trägheitskräfte, die von der Bodenbeschleunigung hervorgerufen werden, als auch ihre Richtungen zeitlich ändern. Trotz dieser Unvollkommenheiten stellt die Kapazitätskurve zurzeit die einzige praktische Möglichkeit dar, das seismische Verhalten eines Bauwerks im plastischen Bereich zu modellieren.

Die Magnitude der inneren Kräfte, die von dem Bemessungserdbeben im Tragwerk hervorgerufen werden, ist mit dem Kräftelevel verbunden, für das die HD-Elemente fließen. Jeder Punkt der Kurve entspricht dem Erreichen des Fließzustandes in einem HD-Element. Je niedriger die

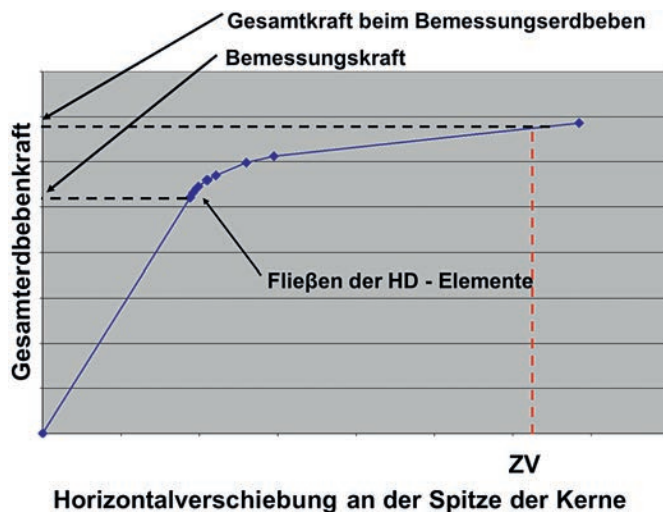


Bild 8. Kapazitätskurve gemäß [4] (ZV Zielverschiebung)
Fig. 8. Capacity curve conf. [4] (ZV denotes the target displacement)

inneren Kräfte sind, die dem ersten Fließen entsprechen, und je mehr hochduktilen Elemente fließen, desto niedriger ist die globale Kraft, die vom Erdbeben im Tragwerk hervorgerufen wird. Das Tragwerk wird seismisch mit den Kräften belastet, die die HD-Elemente tragen können. Gleichmaßen gilt, dass je früher ein HD-Element fließt, desto höher sollte seine plastische Verformbarkeit sein. Die seismische Sicherheit des Tragwerks hängt mit der Größe des Abstandes zwischen der maximal erwarteten horizontalen Verschiebung (in Bild 8 als Zielverschiebung benannt [4]) und der Verschiebungskapazität des Tragwerkes zusammen, d. h. mit der Verschiebung beim Eintreten eines maßgebenden Versagens ([3], [5]).

Da sich die Kapazitätskurve nur mithilfe sehr aufwendiger Berechnungen ermitteln lässt, wird die seismische Sicherheit im Normalfall durch quasi-statische, elastische Berechnungsverfahren nachgewiesen, wobei die Norm nicht nur das Niveau der Tragfähigkeit anhand des Verhaltensfaktors q vorschreibt, sondern auch zusätzliche Anforderungen (Auflegungsbedingungen, konstruktive Regeln und auch rechnerische Nachweise für die Bauteile), die die Absicherung der o. g. Bemessungsphilosophie bezwecken ([3], [5]). In besonderen Fällen – das Minarett gehört eindeutig dazu, muss das in Bild 8 beschriebene Verfahren angewandt werden. Dabei müssen die wichtigsten Tragelemente gemäß den o. g. Kategorien bemessen werden. Im Fall des Minarett wurden diese Elemente wie im Bild 9 kategorisiert.

Als seismische Sicherungen wurden die zentralen Bereiche der Fassadenverbände und die Koppelunterzüge vorgesehen. Die HD-Teile der Diagonalen bestehen aus einem speziellen Stahl, der eine sehr hohe Duktilität und eine deutlich geringere Fließgrenze als der Stahl S355 hat, der für die restlichen Profile angewandt wurde. Dieser Stahl musste strenge Anforderungen bezüglich seiner Festigkeit und Duktilität erfüllen. Für Bleche mit beispielweise einer Dicke zwischen 40 und 70 mm werden $180 \text{ MPa} \leq R_{eH} \leq 250 \text{ MPa}$, $R_m \leq 350 \text{ MPa}$ und ϵ_{su} (§3.2.2 [7]) $\geq 15 \%$ sein. Die HD-Teile der Fassaden-Diagonalen sind mit den restlichen Profilen durch Schrauben verbunden, so dass sie ausgetauscht werden können, falls dies nach einem starken Erdbeben notwendig wird.

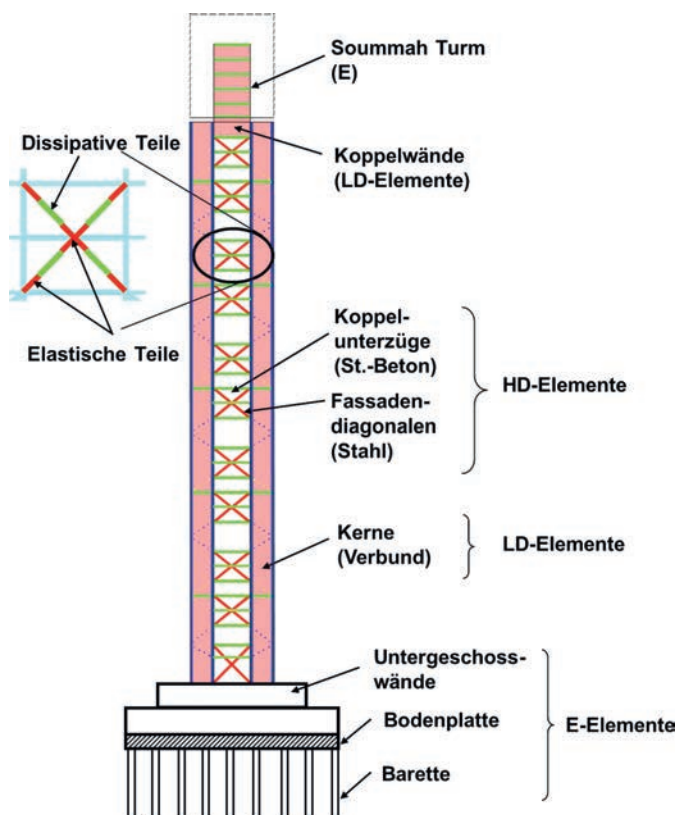


Bild 9. Kategorisierung der Tragelemente in Bezug auf ihr Erdbehrverhalten

Fig. 9. Classification of the structural members according to their designed seismic behavior

5 Bemessungsverfahren

Zur Absicherung des in den Bildern 8 und 9 beschriebenen Verhaltens wurden folgende analytische Berechnungen nach [4] durchgeführt: das modale Antwortspektrumverfahren, nichtlineare, statische (Pushover-) Berechnungen des Tragwerks sowie Kapazitätsbemessungen der Bauteile und deren Anschlüsse. Bei den nichtlinearen Berechnungen wurden mehrere Richtungen des Erdbebens berücksichtigt (parallel zu den Fassaden und entlang der Grundrissdiagonalen) und das Gewicht des Gebäudes wurde entweder um 10 % erhöht oder um 20 % abgemindert, je nachdem welcher Fall ungünstiger war.

5.1 Modalanalyse

Die Modalanalyse wurde angewandt, um zu überprüfen, ob die Grenze für die relative elastische Geschossverschiebung nach [4] (1 % der Geschosshöhe) eingehalten ist und um alle HD-Elemente zu bemessen. Um das plastische Verhalten des Tragwerks zu berücksichtigen, wurde das elastische Bemessungsantwortspektrum um den Verhaltensfaktor $q = 3,6$ abgemindert. Dieser Wert bestimmt letztendlich die Magnitude der Gesamtlast beim Bemessungserdbeben und wurde anhand der Pushover-Berechnungen überprüft. Mit der Modalanalyse wurden die Stahlquerschnitte der HD-Teile der Fassadendiagonalen sowie die Längsbewehrung der Kernquerschnitte am Fuß und der Koppelunterzüge an deren Enden bemessen.

Ein elastisches 3D-Modell des gesamten Tragwerks wurde mit dem Programm ETABS erstellt. Es wurde auf der sicheren Seite angenommen, dass das Tragwerk im Boden eingespannt ist. Gemäß [4] wurden die Erdbebenkräfte für jede Erdbebenrichtung mit den 30 % der Erdbebenkräfte aus der senkrechten Richtung kombiniert.

5.2 Pushover-Verfahren

Anhand des Pushover-Verfahrens wird sowohl die Kapazitätskurve als auch die Zielverschiebung aus Bild 8 ermittelt. Somit wird überprüft, ob tatsächlich nur die HD-Elemente bis zum Erreichen der Zielverschiebung plastizieren und das Sicherheitskriterium beim Bemessungserdbeben erfüllt ist, d. h. die induzierte Zielverschiebung mit einem sicheren Abstand kleiner als die Versagensverschiebung bleibt. Dafür muss die Kapazitätskurve bis zur 1,5fachen Zielverschiebung ermittelt werden [4].

Es wurde ein nichtlineares 3D-Modell angewandt, wobei angenommen wurde, dass die Kerne, die als rechteckige Hohlprofile wirken, am Fuß eingespannt sind. Türöffnungen in den Kernwänden wurden – auf der sicheren Seite liegend – nicht berücksichtigt. Das Gewicht der Decken innerhalb der Stahlbetonkerne wurde als Normalkraft im Schwerpunkt des Kernquerschnittes angenommen. Es wurden nur die Koppelträger der Decken zwischen den Kernen modelliert, wobei diese mit den Vertikallasten der Decken belastet wurden. Die Scheibenwirkung der Decken wurde im Modell berücksichtigt. Die Stahlprofile innerhalb der Betonwände wurden nur dort berücksichtigt, wo sie von Bedeutung für das plastische Verhalten des Bauteiles sind, d. h. als Vertikalbewehrung am Fuß der Kerne und bei der Modellierung der Koppelwände an der Spitze. Aus modelltechnischen Gründen blieb der Anteil des Stahlbetonteils der Koppelwände unberücksichtigt.

Gemäß [4] wurde sowohl eine dreieckige als auch eine rechteckige Verteilung der Erdbebenlasten über die Höhe angesetzt. Das plastische Verhalten der Stäbe wurde anhand von bilinearen Kraft-Verformungs-Diagrammen definiert (Bild 10). Nach Erreichen der plastischen Bruchdehnung wurden 20 % der Bruchkraft als Resttragfähigkeit angenommen.

Für die Stahlbetonstäbe, d. h. für die Koppelunterzüge und für den Fuß der Kerne, wurden die bilineare Verbindung zwischen Biegemomente und Verdrehungen anhand der in [6] vorgeschlagenen Spannungs-Dehnungs-Linien für Stahl und Beton erstellt und mittlere Werte für Festigkeiten

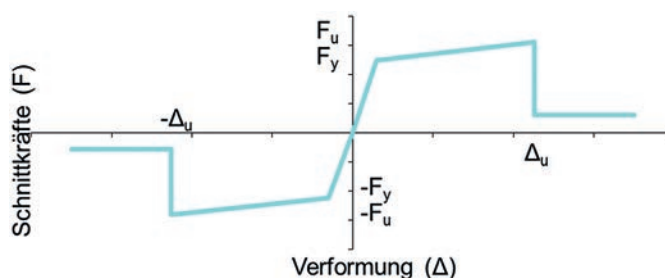


Bild 10. Die angenommene Form der Beziehung Kraft - Verformung der HD-Elemente

Fig. 10. Constitutive force - deformation relationship used within the push-over analyses

Tabelle 1. Mittlere Werte zur Modellierung der Stahlplatten mit einer Dicke von bis zu 40 mm

Table 1. Values used to model the constitutive relationship of steel plates with thickness up to 40 mm

Stahlgüte	Fließgrenze in MPa	Bruchfestigkeit in MPa	Bruchdehnung in %
spezielles S 235	245	307	3
S 355	416	598	–

und Dehnungen gemäß Anhang A angesetzt. Sowohl der Umschnürungseffekt der Querkraftbewehrung als auch der Einfluss der Normalkraft wurden berücksichtigt. Die Bewehrung der plastischen Bereiche besteht aus Stahl B500C, um die notwendige Duktilität zu gewährleisten [6].

Für die HD-Teile der Fassadendiagonalen wurde die bilineare Beziehung Normalkraft – Axialdehnung anhand der Werte aus Tabelle 1 erstellt, wobei die mittleren Werte für die Fließgrenze und die Bruchfestigkeit des speziellen Stahls S235 den oben angesprochenen Herstellungsbedingungen entsprechen. Die Fassadendiagonalen wurden als geschweißte H-Profile mit dicken Blechen (50 bis 70 mm) geplant, wobei ihr Schlankheitsgrad gemäß Abs. 6.3.1.3 geringer als 0,3 ist und die Querschnitte der Klasse 1 Abs. 5.5.2 entsprechen [7].

Auf dieser Basis wurden sowohl die auf Zug als auch die auf Druck beanspruchten Diagonalen als seismisch aktiv angesetzt. Allerdings, um die Effekte zweiter Ordnung zu berücksichtigen, wurden die Normalkräfte und die Bruchverformungen der auf Druck beanspruchten Diagonalen auf 80 % beziehungsweise 75 % der Werte, die für die auf Zug beanspruchten Diagonalen ermittelt wurden, abgemindert.

Für die Ermittlung der Bruchdehnungen der Fassadendiagonalen wurden nur die HD-Bereiche der Diagonalen berücksichtigt. Die Länge dieser Bereiche beträgt 4 000 mm beim ersten Verband und 3 400 mm bei den restlichen. Die Ergebnisse der Pushover-Analyse sind in Bild 11 dargestellt.

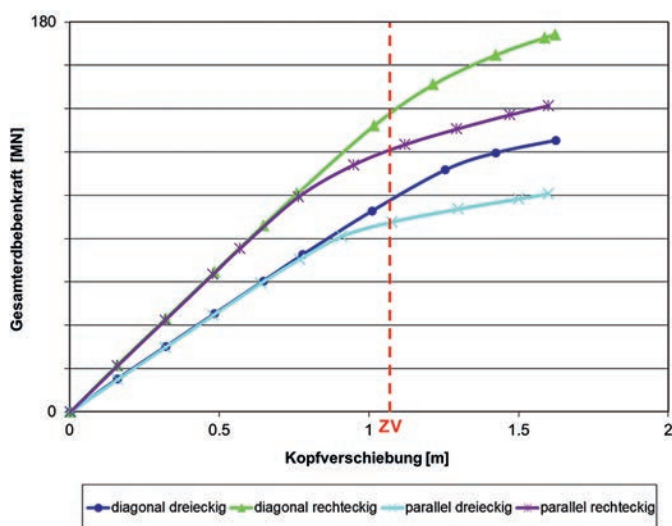


Bild 11. Kapazitätskurven für unterschiedliche Erdbebenrichtungen und vertikale Verteilungen der Erdbebenlasten
Fig. 11. Capacity curves for different directions of the seismic action and distributions of the seismic loads

Die rote Linie entspricht der Zielverschiebung (ZV in Bild 8). Sie wurde gemäß Anhang B [4] anhand des Bemessungsspektrums ermittelt und beträgt $1,44 \cdot 75 \text{ cm} = 1,08 \text{ m}$, wobei 75 cm die maximale Verschiebung des nichtlinearen äquivalenten Einmassenschwingers ist (etwa gleich für beide Erdbebenhauptrichtungen) und 1,44 den Einfluss des Mehrmassenschwingers berücksichtigt. Die Pushover-Analyse wurde bis zur 1,5fachen Zielverschiebung durchgeführt.

Bild 11 zeigt, dass das Tragwerk ohne nennenswerte Schäden dem Bemessungserdbeben widersteht und dass die maximale Gesamtkraft zwischen 100 MN und 170 MN liegt, je nach Erdbebenrichtung und vertikaler Verteilung der Erdbebenlasten. Die höheren Erdbebenkräfte werden erwartungsgemäß für die rechteckige Lastverteilung verzeichnet, da der Angriffspunkt der Gesamtkraft tiefer liegt. Zum Vergleich führt die elastische Modalanalyse zu einer Gesamtkraft von 64 MN, praktisch unabhängig von der Erdbebenrichtung, und zu Verschiebungen der obersten Decke von 48 cm beziehungsweise 34 cm, je nachdem ob das Erdbeben parallel zur Fassade oder zur Grundrissdiagonale einwirkt.

Ein Vergleich der Ergebnisse der beiden Analysen kann einen Hinweis auf den Einfluss des plastischen Verhaltens auf die seismische Antwort des Tragwerks ergeben und somit eine grobe Abschätzung des tatsächlichen Verhaltensfaktors q liefern. Werden sowohl die Gesamtkräfte als auch die maximalen Verschiebungen betrachtet, ergibt sich ein Faktor zwischen 1,5 und 2,2. Die Pushover-Analyse zeigte einige wichtige und detaillierte Informationen hinsichtlich des plastischen Verhaltens der HD- und LD-Elemente aus Bild 9, die verantwortlich für die Energiedissipation sind.

Die plastischen Verformungen der HD-Elemente sind höher für Erdbebeneinwirkung parallel zur Fassade, während die Erdbebeneinwirkung parallel zur Grundrissdiagonale maßgebend für die Bemessung der Kerne ist. Dies entspricht dem bekannten Verhalten eines Fachwerkmales, wobei im Falle des Minarets die vier Stahlbetonkerne die Rolle der Gurte und die Fassadendiagonalen, die Deckenunterzüge und die Koppelwände an der Spitze die Rolle der Füllstäbe übernehmen.

Das Verhalten der Fassadendiagonalen und der Stahlprofile in den Koppelwänden an der Spitze ist in Bild 12 dargestellt. Die hier gezeigten Lastschritte entsprechen den letzten fünf Punkten (Lastschritten) der blauen Linie aus Bild 11. Die rosa Punkte in Bild 12 zeigen Bereiche, in denen der Fließzustand eingetreten ist. Die blauen Punkte zeigen die Bereiche, in denen die plastischen Verformungen weniger als 50 % der Bruchverformung betragen. Als Folge der angesetzten Reduzierungen fließen die auf Druck beanspruchten Diagonalen zuerst und mehr als die auf Zug beanspruchten Diagonalen. Beim Erreichen der Zielverschiebung (ZV) beträgt die größte plastische Verformung 6 % der Bruchverformung und wird im vierten Verband registriert. Beim Erreichen der 1,5fachen ZV wird die größte plastische Verformung im sechsten Verband erreicht und beträgt in der auf Druck beanspruchten Diagonale etwa 30 % der Bruchverformung und in der auf Zug beanspruchten Diagonale etwa 20 % der Bruchverformung. Der erste Verband und die Verbände innerhalb der Koppelwände an der Spitze bleiben im elastischen Zustand bis zur 1,5fachen ZV.

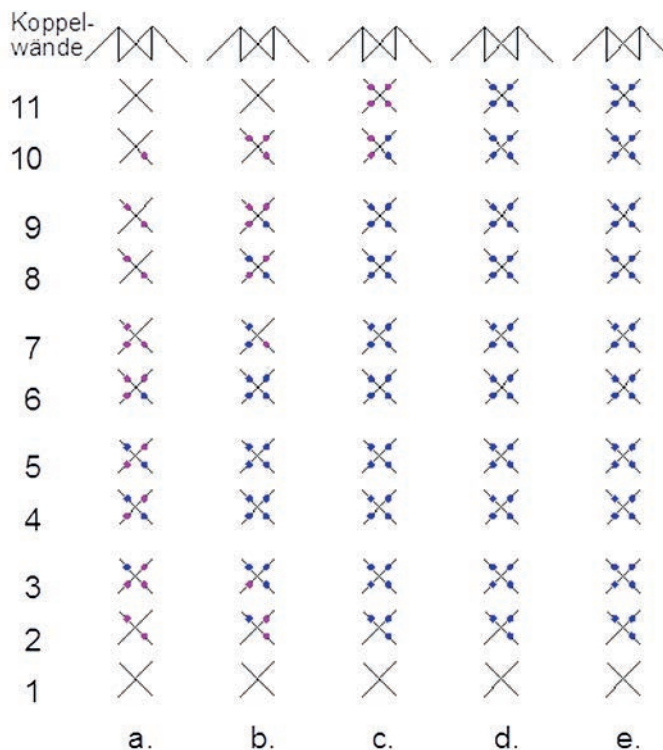


Bild 12. Der Fließzustand der Fassadendiagonalen für Erdbeben parallel zur Fassade bei einer dreieckigen vertikalen Lastverteilung. Die Lastschritte entsprechen Verschiebungen von 85 % (a), 100 % (b), 120 % (c), 140 % (d) bzw. 150 % des ZV-Wertes

Fig. 12. Degree of yielding of the façade bracing for the seismic action parallel to the façade with a triangular vertical distribution of the seismic loads. The situations depicted correspond to top displacements which are 85 % (a), 100 % (b), 120 % (c), 140 % (d) and, respectively, 150 % of the ZV-value

In Bezug auf das plastische Verhalten der koppelnden Hauptunterzüge ergab sich, dass

- bei der Zielverschiebung (ZV) alle Koppelunterzüge der Decken vom 1. bis zum 9. Verband fließen, wobei die maximale plastische Verdrehung bei Zug am oberen Querschnittsrand 22 % der Bruchrotation beträgt und bei Zug am unteren Querschnittsrand 3 % der Bruchrotation
- bei der 1,5fachen ZV auch die anderen Koppelunterzüge fließen, wobei die maximalen plastischen Verdrehungen in den Geschossen zwischen dem 3. und dem 8. Verband auftreten (etwa 43 % der Bruchrotation bei Zug am oberen Querschnittsrand und 12 % bei Zug am unteren)

In Bezug auf das plastische Verhalten der Kerne am Fuße des Minarets ergab sich, dass:

- bei der ZV keine plastischen Verformungen auftreten
- bei der etwa 1,4fachen ZV die erste plastische Zone am Fuß des auf Zug beanspruchten Kerns auftritt
- die maximale plastische Verdrehung dieser Zone bei der 1,5fachen ZV etwa 1 % seiner Bruchrotation erreicht, wobei alle anderen Kerne im elastischen Zustand bleiben

6 Seismisch relevante Elemente

Die seismisch relevanten Elemente sind entweder Stahlbetonelemente (die Koppelunterzüge, die Wände der Unter-

geschosse und die Gründungselemente) oder Stahlelemente (die Fassadendiagonalen) oder Verbundelemente (die Kerne und die Koppelwände an der Spitze der Kerne). Im Folgenden werden einige grundlegende Details für die Bemessung der Verbände, der Kerne und der Koppelunterzüge erläutert.

Gemäß den Eurocodes erfolgt die Bemessung aus der Bedingung

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

wobei bei der Ermittlung von R_d die Material Sicherheitsbeiwerte $\gamma_c = 1,2$ für Beton und $\gamma_s = 1$ für Stahl und Baustahl angesetzt wurden.

Die E_d -Werte für HD-Elemente werden aus der Modalanalyse übernommen. Bei der Anwendung der Kapazitätsbemessung erfolgt die Ermittlung des Wertes aufgrund des tatsächlichen Widerstands R_{eff} des anschließenden Elements, indem alle Komponenten des Querschnitts (d. h. zum Beispiel auch die mittlere Längsbewehrung eines Unterzuges) und realistischere Materialfestigkeiten als die Rechenwerte (z. B. die mittleren Festigkeiten) berücksichtigt werden.

Die E_d -Werte für LD- oder E-Elemente werden aus den Belastungsschritten der Pushover-Analyse übernommen, die den Verschiebungen in Bild 8 entsprechen, die gleich mit der ZV oder höher sind. Je höher die berücksichtigten Verschiebungen werden, desto sicherer ist die Bemessung dieser Elemente. Auf diese Weise kann eine Hierarchie der Versagensniveaus erreicht werden.

Die E_d -Werte für die Elemente oder Beanspruchungen, die spröde versagen können, wie z. B. die Schraubenschlüsse oder die Bemessung von Stahlbetonelementen gegen Querkraftversagen, werden anhand der Kapazitätsbemessung ermittelt. Hierbei ergibt sich E_d aus dem R_{eff} des anschließenden Elements bzw. aus dem R_{eff} des Elements auf Biegung.

6.1 Stahlverbände

Zu diesen Elementen gehören nicht nur die Fassadendiagonalen, sondern auch die Stahlprofile in den Außenwänden der Kerne. Die auftretenden Normalkräfte beim Bemessungserdbeben entsprechen den wirklichen Widerständen R_{eff} der HD-Teile. Ausgehend von diesen Kräften können die Normalkräfte in den restlichen Verbandteilen anhand von Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Die Normalkräfte stellen für die vertikalen Stahlprofile der Kerne eine Komponente ΔN dar, die zugleich mit der globalen Normalkraft aus der Erdbebenantwort des Tragwerks N_{glob} wirkt (Bild 13). Die Kraft N_{glob} im Stahlprofil als Teil der Längsbewehrung des Kernes befindet sich im Gleichgewicht mit den Schnittgrößen N und M in Bild 5 und das bedeutet, dass die Komponente ΔN nur lokal existiert. Sie wird mittels der Kopfbolzendübel auf die restlichen Komponenten der Kernwände (Beton und Längsbewehrung) übertragen, so dass der lokale Effekt ΔN in einem bestimmten Abstand unterhalb und/oder oberhalb des entsprechenden Knotens verschwindet. Die Kopfbolzendübel wurden so bemessen, dass die Übertragung von ΔN auf der Höhe eines Geschosses stattfinden kann. Wenn sich die vertikalen Stahlprofile im elastischen Zustand befinden, wird ΔN sowohl unterhalb als auch oberhalb des

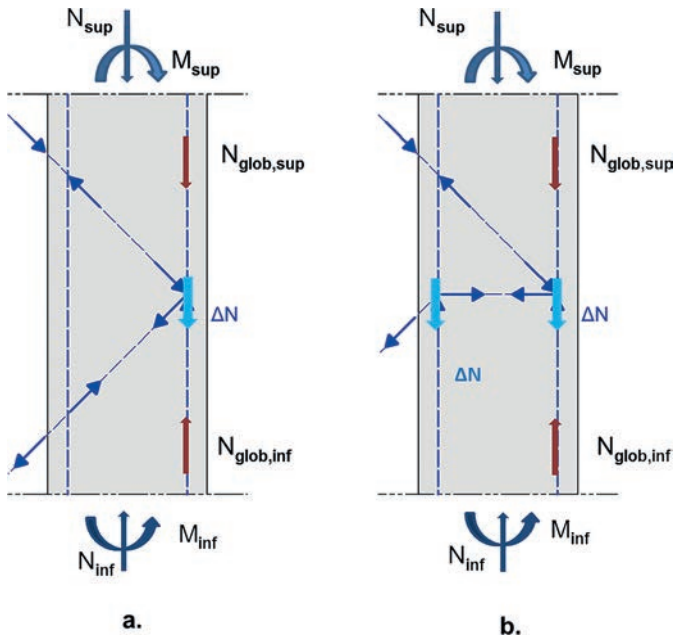


Bild 13. Überlagerung der lokalen und globalen Normalkräfte in den einbetonierten Stahlteilen über die Höhe eines Sky Foyers (a) und eines Geschosses ohne Fassadendiagonalen (b)
 Fig. 13. Superposition of local and global axial forces within the vertical steel members embedded in the core external walls: (a) a sky foyer and (b) a story without façade diagonals

entsprechenden Knotens weitergeleitet. Nachdem die vertikalen Stahlprofile fließen, wird ΔN nur oberhalb des entsprechenden Knotens weitergeleitet, da dort eine Entlastung stattfindet.

Typische Details eines Stahlverbandes sind in den Bildern 14 (Ansicht) und 15 (Grundriss) wiedergegeben. Das äußere vertikale Element ist an der Zusammenkunft beider äußeren Kernwände gelegen. Sein Querschnitt besteht aus zwei identischen Teilen, jeder in einer der äußeren Kernwände gelegen. Die beiden Teile sind miteinander an jedem Knoten des 3D-Fachwerks verschweißt (Bild 16). Das innere vertikale Element ist an der Zusammenkunft zwischen der Kernaußen- und der Kerninnenwand gelegen. Um die Schlankheit der Fassadendiagonalen zu reduzieren, wurde der zentrale Knoten des X-förmigen Verbands horizontal an der Decke fixiert. Auf der Baustelle werden nur Schraubverbindungen hergestellt. Ihre Lage wurde unter Betrachtung geometrischer als auch Transport- und Montagekriterien bestimmt.

Prinzipiell richtet sich die Bemessung der Querschnitte und der Verbindungen in Bild 14 nach der Hierarchie, die bereits in Bezug auf Bild 9 erläutert wurde. Die Bereiche der Fassadendiagonalen mit Querschnitt $A_{s,2}$, die als Sicherungen (HD-Elemente) agieren, bestehen aus hochduktilen, speziellem Stahl (Tabelle 1).

Die restlichen Bereiche der Fassadendiagonalen und die in Stahlbeton eingebrachten Diagonalen haben den gleichen Querschnitt wie die Sicherungen, bestehen aber aus Stahl S355. Somit werden sie immer im elastischen Zustand bleiben, da das Verhältnis zwischen den Fließgrenzen der beiden Stahlsorten groß genug ist. Die nicht dissipativen Schraub- und Kehlnahtverbindungen besitzen wiederum eine genügend hohe Überfestigkeit im Vergleich zu den Stahlprofilen.

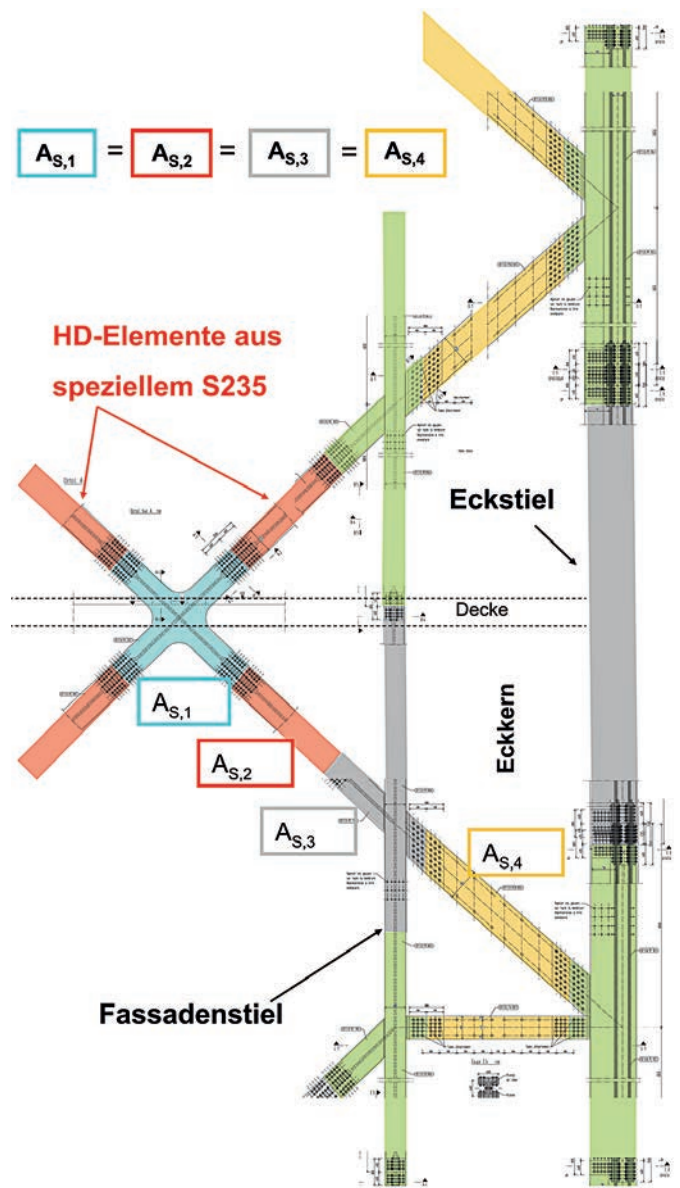


Bild 14. Typische Ansicht eines Stahlverbandes einschließlich der einbetonierten Teile
 Fig. 14. Typical elevation of the steel bracing including the steel members embedded within the core wall

Der Widerstand R_{bd} der Schraubverbindungen entspricht der Bedingung

$$R_{bd} \geq 1,2 \cdot 1,25 \cdot 1,1 \cdot R_{sd}, \quad (2)$$

wobei R_{sd} den Bemessungswiderstand des HD-Elements bezeichnet und die drei Faktoren die von [4] geforderte Überfestigkeit absichern. Der Faktor 1,1 berücksichtigt die Wahrscheinlichkeit, dass der wirkliche Wert von R_{sd} höher als der angenommene sein könnte, der Faktor 1,25 berücksichtigt die für eine nicht dissipative Verbindung notwendige Überfestigkeit und der Faktor 1,2 berücksichtigt die notwendige Überfestigkeit der Grenzscherkraft (s. [4], Abs. 6.5.5 (5)).

Der Widerstand R_{wd} der Kehlnahtverbindungen entspricht der Gleichung

$$R_{wd} \geq 1,25 \cdot 1,1 \cdot E_{wd}, \quad (3)$$

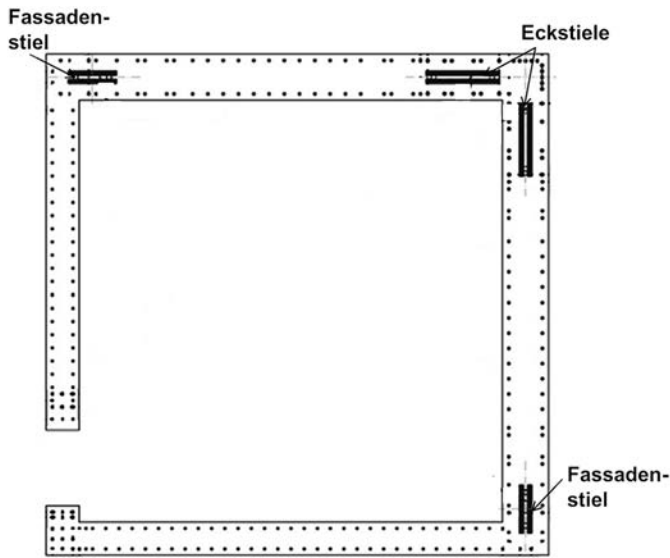


Bild 15. Typischer Verbundquerschnitt der Kerne
Fig. 15. Typical core's composite cross section

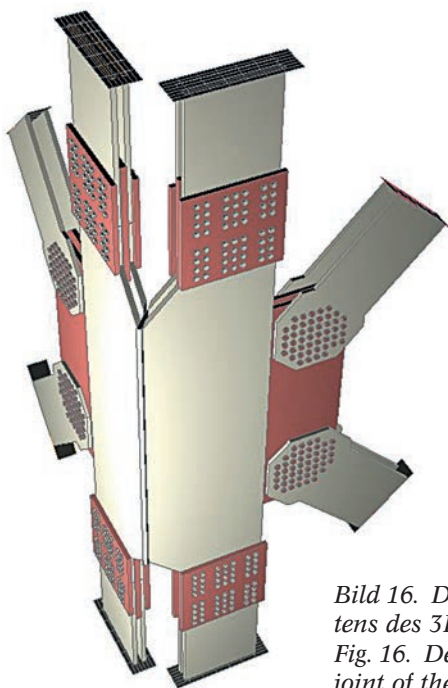


Bild 16. Detail eines Eckknotens des 3D-Stahlfachwerks
Fig. 16. Detail of the corner joint of the spatial steel truss

wobei die Einwirkung E_{wd} der lokalen Kraft ΔN in Bild 13 entspricht und sich mittels Gleichgewichtsbedingungen aus R_{sd} ergibt. Die Faktoren haben die gleiche Bedeutung wie in Gl. (2). Für durchgeschweißte Stumpfnahte ist kein Nachweis der Überfestigkeit zu führen (s. [4], Abs. 6.5.5 (2)).

Die beiden Teile des Ekelements in Bild 16 können unterschiedlichen Kräften ΔN ausgesetzt sein, je nach Erdbebenrichtung (Bilder 17 und 18). Im Fall c werden die beiden Teile gleich belastet, so dass ihre Verbindung spannungslos bleibt. Die Verbindung wird am meisten im Fall b belastet. Zusätzlich generiert die vorhandene Exzentrizität zwischen den Kräften ΔN ein lokales Torsionsmoment in der Kernaußenwand, das die Kopfbolzendübel zusätzlich belastet und bei der Bemessung der horizontalen Bewehrung der Kernaußenwände berücksichtigt wurde.

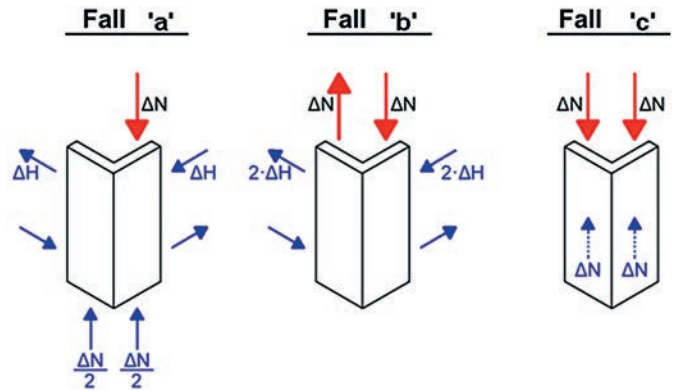


Bild 17. Mögliche lokale Belastung des Eckknotens in Bild 16
Fig. 17. Possible local loading of corner joint in Fig. 16

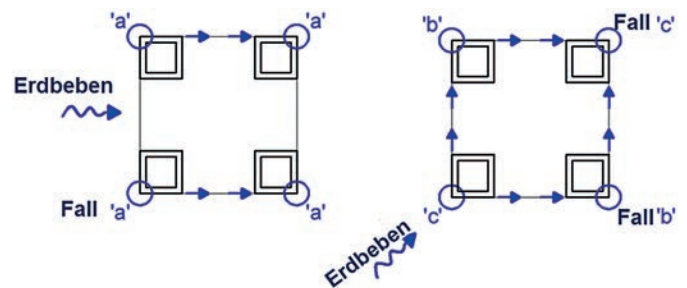


Bild 18. Abhängigkeit der in Bild 17 gezeigten Fälle von der Erdbebenrichtung
Fig. 18. Correspondence between the cases depicted in Fig. 17 and the earthquake direction

6.2 Koppelnde Stahlbetonunterzüge

Alle Koppelunterzüge (s. die blauen Linien in Bild 3) werden während des Bemessungserdbebens an ihren beiden Enden und Rändern im plastischen Bereich beansprucht. Zusätzlich zur Biegung, die vom Erdbeben und den Vertikallasten hervorgerufen wird, werden die äußeren Unterzüge durch ständige Zugkräfte infolge des Bauwerksgewichtes belastet. Wegen der Stauchung der Kerne und in Abhängigkeit davon der Stahlverbände (Bild 19a) werden die benachbarten Kerne auseinandergedrückt und somit die äußeren Unterzüge auf Zwangszug beansprucht. Die auftretende Druckkraft D und die sich ergebende Zugkraft N_B wachsen mit der relativen vertikalen Stauchung Δv der Kerne und sinken mit der Ausdehnung u der Stahlbetonunterzüge. Dabei hat das Kriechen der Stahlbetonkerne einen negativen Einfluss und das Reißen der Unterzüge einen positiven. Der endgültige Wert von N_B entspricht (3) in Bild 19b, wobei $\epsilon_v = \Delta v/H$ und $A = 2/3 \cdot E_s \cdot A_{sD} \cdot \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha$ sind. Die Linien (1) und (2) beschreiben die Beziehung zwischen N_B und Δv bzw. u . Folgende Bezeichnungen wurden angewandt: E_s = Elastizitätsmodul des Stahles, A_s = gesamter Bewehrungsquerschnitt des Unterzuges, A_{sD} = Querschnitt der Stahldiagonale, ψ = Parameter, der den positiven Einfluss des Betons auf die Dehnung des Unterzuges berücksichtigt.

Die endgültige Kraft N_B hängt mit der berechneten Rissbreite des Unterzuges zusammen. Dabei wurde nachgewiesen, dass die rechnerische Rissbreite kleiner als 0,3 mm bleibt, wie in [6] für innere Stahlbetonelemente gefordert.

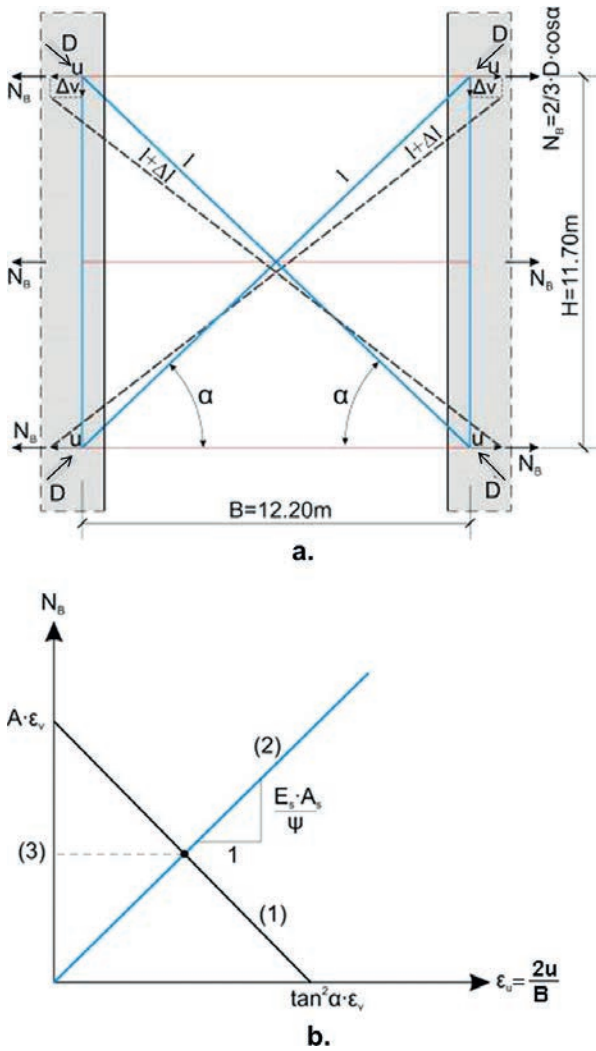


Bild 19. Der Einfluss der Kernstauchung auf die Rissbildung der äußeren Deckenunterzüge
 Fig. 19. Effect of the core vertical shortening on the cracking of outer floor beam

6.3 Verbundkerne

Der Verbundquerschnitt der Kerne (Bild 15) wurde mit Beton C50/60, Bewehrungsstahl B500 und Stahl S355 geplant. Die erforderliche vertikale Bewehrung wurde von der Biegung diagonal zum Grundriss und die erforderliche horizontale Bewehrung von der Biegung parallel zur Fassade bestimmt. Es wurden die Ergebnisse der jeweiligen Pushover-Analysen beim Erreichen der ZV in Bild 11 angewandt. Nichtsdestotrotz wurde der Verlauf der Umhüllenden der Biegemomente über die Höhe auch unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Modalanalyse bestimmt, da die Pushover-Analyse den Einfluss der höheren Eigenformen nicht korrekt erfasst (Bild 20).

Die vertikale Bewehrung am Fuß des Minarets wurde vom auf Zug beanspruchten Kern bestimmt. Die Tragsicherheit der beiden am meisten beanspruchten Kernquerschnitte ist in Bild 21 dargestellt, wobei N die dazugehörigen Normalkräfte bezeichnet.

Die erforderliche horizontale Bewehrung ergab sich anhand der Umhüllenden der Querkräfte V_{Ed} (Bild 22), wobei die Form gemäß [4] gewählt wurde. Der angenommene maximale Wert V_{Ed} entspricht der rechteckigen vertikalen

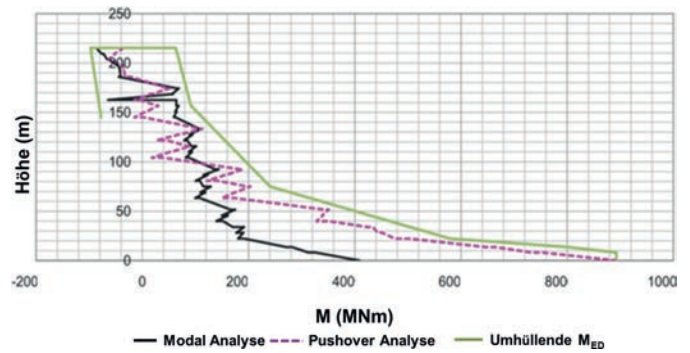
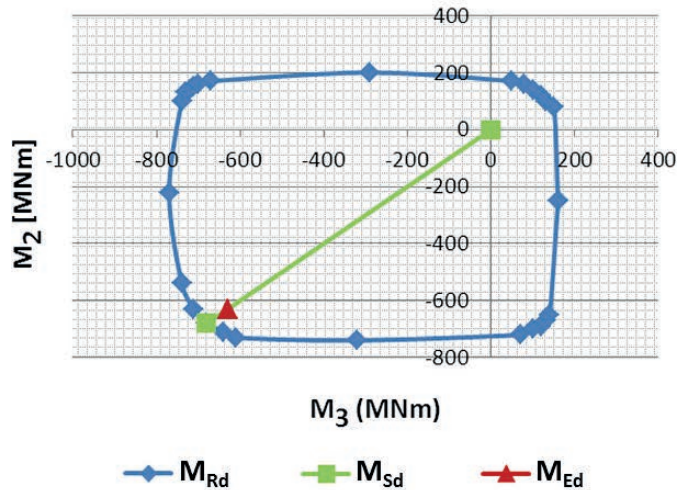


Bild 20. Biegemomentlinien des auf Druck beanspruchten Kerns für ein Erdbeben entlang der Grundrissdiagonale
 Fig. 20. Bending moments of the compressive core by an earthquake along the floor diagonal

a) 'a' $N = 265 \text{ MN (Zug)}$



b) 'b' $N = -609 \text{ MN (Druck)}$

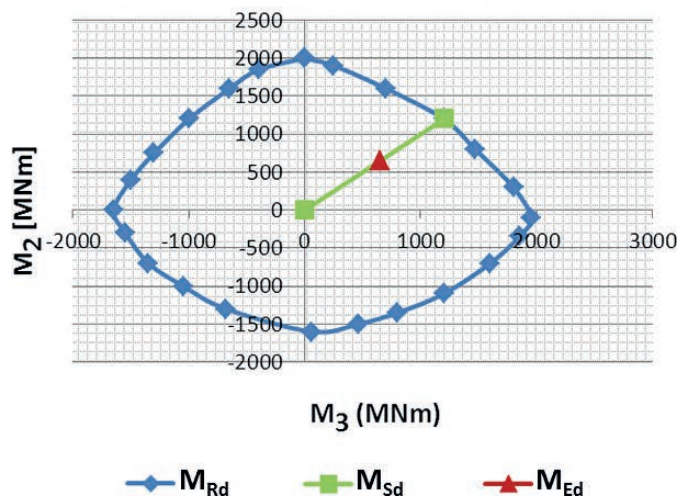


Bild 21. Das einwirkende Bemessungsbiegemoment M_{Ed} (rot) und das Interaktionsdiagramm der Biegemomentwiderstände M_{Rd} (blaue Linie) am Fuß des auf Zug (a), bzw. auf Druck (b) beanspruchten Kerns für das Bemessungserdbeben entlang der Grundrissdiagonale

Fig. 21. Relationship between the acting design bending moments M_{Ed} (red point) and the resistant moments M_{Rd} (blue interaction diagram) for the tensile (a) and the compressive (b) cores at the minaret base when the design earthquake acts along the floor diagonal

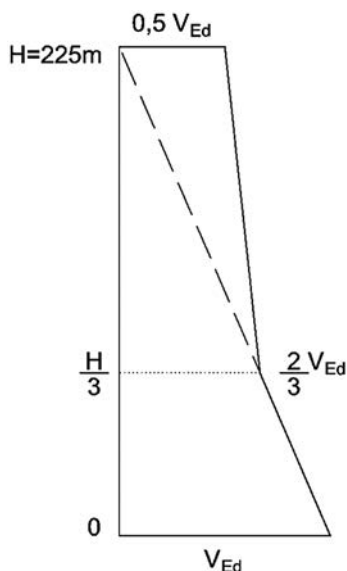


Bild 22. Bemessungslinie der Querkraft des Minaretts
Fig. 22. Design diagram of the shear forces of the minaret

Verteilung der Erdbebenlasten und einer Verschiebung in Bild 11 gleich der 1,5fachen ZV. Das Verhältnis zwischen den Bemessungswerten der Gesamterdbebenkraft für Querkraft und für Biegung ist also $140 \text{ MN}/100 \text{ MN} = 1,4$ und sichert somit, dass sich das Tragwerk duktil verhält.

Zur Ermittlung der erforderlichen horizontalen Bewehrung der Kernwände musste die Geschossquerkraft in Bild 22 erst auf die Kerne und dann auf die Kernwände verteilt werden. Die Verteilungsbeiwerte wurden anhand des elastischen Modells für die Modalanalyse ermittelt. Sowohl das Erdbeben parallel zur Fassade als auch das Erdbeben parallel zur Grundrissdiagonale wurden untersucht.

In Bezug auf die Verteilung von V_{Ed} auf die vier Kerne wurde festgestellt, dass beim Erdbeben parallel zur Fassade die Anteile der Kerne etwa gleich sind, d. h. $V_{Ed,Kern} \approx 0,25 \cdot V_{Ed}$ und dass beim diagonalen Erdbeben die beiden Kerne, die auf der Diagonalen liegen, nur etwa 40 % der Geschossquerkraft aufnehmen, so dass der für die Bemessung relevante Wert $V_{Ed,Kern} \approx 0,3 \cdot V_{Ed}$ beträgt.

In Bezug auf die Verteilung von $V_{Ed,Kern}$ auf die Kernwände wurde festgestellt, dass die Wandquerkraft $V_{Ed,Wand}$ etwa der relativen Wanddicke entspricht, wenn ein Korrekturbeiwert für die äußeren Wände verwendet wird. Für das sogenannte parallele Erdbeben, das maßgebend für die Bemessung ist, ergab sich der auf der sicheren Seite liegende Korrekturbeiwert von 1,15.

Die erforderliche horizontale Bewehrung A_{sw}/s [cm^2/m] der Kernwand ergab sich aus der Gleichung (1) mit E_d gleich $V_{Ed,Wand}$ und R_d gleich

$$R_{wd,Wand} = A_{sw}/s \cdot 0,85 \cdot h_w \cdot f_{sd}/1,15, \quad (4)$$

wobei h_w die Höhe des Wandquerschnitts bezeichnet [6].

Die resultierende Querbewehrung wurde über die gesamte Geschosshöhe vorgesehen, ohne den positiven Einfluss der Stahlverbände zu berücksichtigen. Eigentlich übernehmen diese in den Geschossen mit Fassadendiagonalen den Großteil von V_{Ed} und in den restlichen Geschossen leisten die einbetonierten Stahldiagonalen und -riegel einen großen Beitrag zu $R_{wd,Wand}$. Somit wurden negative

lokale Effekte, wie zum Beispiel im Fall b in Bild 17, berücksichtigt und die Rissbildung verbessert.

7 Gründungssystem

Zum Gründungssystem gehören der steife Kasten der Untergeschosse, die Bodenplatte und die Barettes. Alle sind Stahlbetonelemente bestehend aus Ortbeton der Klasse C50/60 (die Wände) und C30/37 (Decken, Bodenplatte und Barettes) sowie aus Betonstahl B500. Im Sinne des Planungskonzepts in Bild 9 muss das Gründungssystem eine höhere Tragfähigkeit als der Turm besitzen. Zusätzlich wurde die Tragkapazität der Komponenten derart hierarchisiert, dass diese vom Fuß des Minaretts bis zu den Barettes immer größer wurde.

Für die Bemessung der Untergeschosse und der Bodenplatte wurde ein elastisches 3D-Modell angewandt, das mit den Kräften am Fuß der Kerne belastet und auf einer kombinierten Gründung (Barette und Boden) gelagert wurde. Die Barettes wurden als elastische 3D-Federn, die Wände als membranartige Elemente und die horizontalen Flächenelemente (Decken und Bodenplatte) als Platten-Membran-Elemente modelliert.

Die Kräfte am Fuß des Minaretts entsprechen einer Verschiebung in Bild 11 gleich der 1,5fachen ZV. Die Normalkräfte und die biaxialen Biegemomente am Fuße jedes Kerns wurden als äquivalente Vertikallasten an den Kernecken eingeleitet. Die Querkräfte am Fuße der Kerne wurden im geometrischen Mittelpunkt jedes Kerns angegeben. Die Berechnung wurde für unterschiedliche Richtungen der Erdbebeneinwirkung durchgeführt.

Die Stahlbetonwände müssen hohen Kräften in ihrer Ebene standhalten, die sich sowohl aus der Kragarmwirkung infolge der Erweiterung der Untergeschosse in Bezug auf den Grundriss des Turms als auch aus der hohen Erdbebeneinwirkung ergeben. Zur Aufnahme und Weiterleitung dieser Kräfte wurden Wanddicken von bis zu 1,5 m mit bis zu acht Bewehrungslagen (jeweils vertikal und horizontal) benötigt.

Besondere Aufmerksamkeit wurde zwei Aufhängungen gewidmet. Die erste entspricht der Verankerung der Zugkräfte aus den Stahlprofilen am Fuß des Turms und die zweite der Verankerung der Zugkräfte aus den Barettes, die dem Abheben der Bodenplatte entgegenwirken. Die erste Aufhängung tritt am Fuß des auf Zug beanspruchten Kerns sowohl am Treffpunkt der Fassadendiagonale auf den im Kerneck eingebauten Stahlstiel als auch in der Ecke des Minaretts auf (Bild 23). Zur nötigen Verankerung wurden Stahlprofile in den Kernwänden der beiden Untergeschosse einbetoniert und mit Kopfbolzendübel versehen. Weiter wurden die vertikale und horizontale Bewehrung der Wände sowie die Anschlussbewehrung der Bodenplatte entsprechend bemessen, um die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen, zu verteilen und weiterzuleiten. Die zweite Verankerung führt zu sehr hohen Querkraften in der Bodenplatte – besonders an den drei Rändern, wo die Zugkräfte der Barettes Werte bis 37 MN erreichen und die Bodenplatte auskragt, da die umlaufende Untergeschosswand exzentrisch platziert ist (Bild 7).

Zur Bemessung der Barettes und zur realistischen Erfassung der Boden-Bauwerk-Wechselwirkung wurde ein elastisches 3D-Modell mit finiten Volumenelementen erstellt, das aus dem Gründungsboden, aus den Barettes und

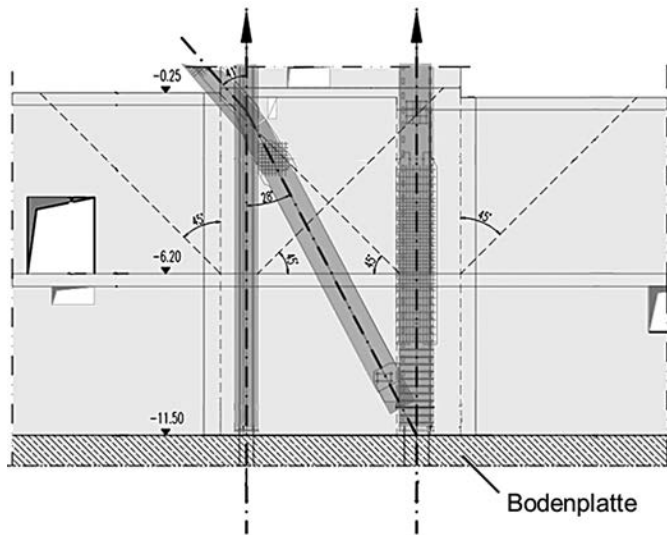


Bild 23. Verankerung der auf Zug beanspruchten Stahlprofile am Fuß der Kerne
 Fig. 23. Anchorage of the tensile steel members at the tower bottom

einer 9 m dicken Bodenplatte besteht und mit den Kräften am Fuß des Minarettturms belastet wurde. Zu der gewählten Dicke der Bodenplatte haben Vergleichsberechnungen geführt, die das Verhalten des Gesamtuntergeschosskastens berücksichtigt haben. Die angesetzten Eigenschaften des Gründungsbodens entsprachen den Ergebnissen der in-situ-Tests, die vom nationalen geotechnischen Labor in Algier (LCTP) durchgeführt wurden. Ein Bodenprofil ist in Bild 24 dargestellt.

Die angesetzten Kräfte wurden höher angenommen als diejenigen, die bei der Bemessung der Untergeschossdecken und der Bodenplatte verwendet wurden. So wurden die äquivalenten Vertikallasten an den Kernecken um den Faktor 1,05 und die horizontalen Kernkräfte um den Faktor 1,15 vergrößert. Die größere Erhöhung der horizontalen Kräfte sollte berücksichtigen, dass der Angriffspunkt der Gesamterdbebenkraft noch tiefer liegen könnte, als in den Pushover-Analysen berechnet. Acht Erdbebenrichtungen wurden untersucht, d. h. für beide Richtungen des Erdbebens parallel zu den Fassaden und zu den beiden Grundrissdiagonalen. Dies war notwendig, um den Einfluss der räumlichen Ausbreitung der Bodenschichten zu erfassen.

Die Modellierung hat gezeigt, dass der Gründungsboden die auftretenden Kräfte aufnehmen kann, und sie hat sowohl die Schnittgrößen entlang der Tiefe als auch die räumlichen Setzungen am Kopf der Barettes geliefert. Damit wurde die Bewehrung der Barettes bemessen und die Federsteifigkeit der Barettes ermittelt, die der Bemessung der Untergeschosse und der Bodenplatte zugrunde gelegt wurde.

8 Fazit

Planung und Bemessung wurden von der zu erwartenden Erdbebeneinwirkung bestimmt. Die Windeinwirkung wurde anhand von Windkanaltests auf 1/400-Modellen (sowohl starre als auch verformbare) untersucht. Sie haben gezeigt, dass die Gesamtwindlast etwa 25 MN beträgt und daher deutlich kleiner als die Gesamterdbebenkraft ist.

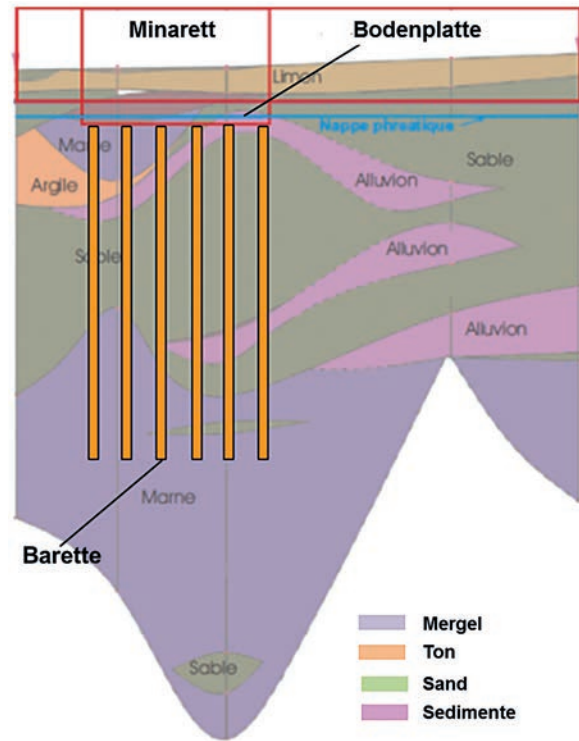


Bild 24. Bodenschichten unterhalb des Minarett
 Fig. 24. Geotechnical profile underneath the minaret

Diese wurde anhand von Pushover-Analysen auf über 100 MN (maximale Werte) und über 80 MN (elastische Grenze) berechnet, während die maximal erwartete Verschiebung an der Spitze der Kerne – die ZV, etwa 1,08 m beträgt. Dabei treten hohe plastische Verformungen in den hochduktilen Bauteilen auf.

Die Erdbebenbemessung des Tragwerkes entspricht den Funktionsanforderungen des EC 8 [4], die eine optimale Energiedissipation während des Bemessungserdbebens anstreben und gleichzeitig diejenigen Tragelemente schützen, die quasi-elastisch bleiben sollen. Zu diesem Zweck wurde die Tragfähigkeit der Elemente so hierarchisiert, dass diese von den hochduktilen Elementen, über die weniger duktilen Elemente bis zu denjenigen für die ein elastisches Verhalten angestrebt wird, immer höher wird. Die erste Kategorie beinhaltet die Fassaden-Stahlverbände und die Hauptunterzüge der Stahlbetondecken, die zweite die Bereiche am Fuß der Kerne und die Koppelwände an der Spitze der Kerne und die letzte die restlichen Bereiche der Kerne und die Elemente des Gründungssystems (Untergeschosse, Bodenplatte und Barettes). Das Bemessungskonzept und das angewandte Verfahren wurden mittels Pushover-Analysen bestätigt. Die seismische Sicherheit des Tragwerkes konnte dadurch nachgewiesen werden, dass die plastischen Verformungen nur in den duktilen Elementen registriert wurden und sich ihre maximalen Werte – sogar für Verschiebungen entsprechend der 1,5fachen ZV, in einem sicheren Abstand zu den Bruchwerten befinden.

Am Projekt Beteiligte

Bauherr:

Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée de l'Algérie, Algier (im Auftrag der algerischen Regierung)

Generalplanung:
Planungsgemeinschaft KSP Jürgen Engel Architekten,
Frankfurt/KREBS+KIEFER International, Darmstadt
Architektur:
KSP Jürgen Engel Architekten
Tragwerksplanung:
KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe*
Bodengutachten:
Smolczyk & Partner, Stuttgart
Windgutachten:
Wacker Ingenieure, Birkenfeld
Generalunternehmer:
China State Construction Engineering Corporation Ltd,
Peking/Algier

* hierbei ist der Beitrag der Kollegen *K. Golonka*, *M. Friedrich*
und *M. Neacsu* besonders zu erwähnen

Literatur

[1] *Constantinescu, D., Köber, D.*: The Minaret of the Great Mosque in Algiers, a Structural Challenge. *Open Journal of Civil Engineering* 3 (2013), H. 2A, S. 27–39, veröffentlicht Online (<http://www.scirp.org/journal/ojce>) Archive, 2013, 2A, DOI: 10.4236/ojce.2013.32A004.

- [2] *Akkermann, J., Constantinescu, D., Hewener, A.*: Die Große Moschee von Algerien – Ein Monument in Starkbebengebiet. *Bautechnik* 92 (2015), H. 1, S. 42–49.
- [3] *Constantinescu, D., Akkermann, J.*: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben nach Eurocode 8. Anwendung am Beispiel internationaler Projekte. Tagungsband Dresdner Stahlbaufachtagung, Dresden 2011, S. 205–252.
- [4] EN 1998-1: :2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [5] *Constantinescu, D.*: Eurocode 8: Tragwerksplanung von Bauten in Erdbebengebieten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (1997), H.472, S. 51–69.
- [6] EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [7] EN 1993-1-1:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

Autoren dieses Beitrages:

Prof. Dr.-Ing. Dan Constantinescu, dan.constantinescu@gmx.de,
Dr.-Ing. Dietlinde Köber, kober_dietlinde@yahoo.com,
Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann, akkermann.jan@kuk.de,
KREBS + KIEFER Ingenieure GmbH,
Karlstraße 46, 76133 Karlsruhe



Seismische Isolierung des Gebetssaals



Seismische Isolierung des Gebetssaals der Großen Moschee von Algerien

In Algier entsteht derzeit die drittgrößte Moschee der Welt, deren Gebetssaal für den Besuch von bis zu 32 000 Gläubigen ausgelegt wurde. Der Architekturidee von einer hohen Transparenz des Innenraums folgend wurde ein spezielles, dreidimensionales Aussteifungssystem ohne innenseitige Aussteifungselemente entworfen. Nordalgerien liegt in einer seismisch hochaktiven Zone. Zur Gewährleistung der Standsicherheit des monumentalen Bauwerks wurde eine seismische Isolierung mittels Gleitpendel-Isolatoren gewählt. Ferner werden viskose Hydraulikdämpfer zur Reduzierung der Erdbebenverformung verwendet. Der Artikel beschreibt Erdbebenentwurf und -bemessung des Gebäudes und stellt die normativen Besonderheiten bei der Planung, der Ausschreibung und der Ausführung der Konstruktion gemäß Euronormen (EN) vor.

1 Einleitung

Der Gebetssaal stellt den Zentralpunkt des ca. 400 000 m² BGF großen, gen Mekka ausgerichteten Moscheekomplexes dar (Bild 1), der für bis zu 120 000 Besucher täglich ausgelegt ist [1]. Auf einer Grundfläche von 145 m × 145 m entwickelt sich das Gebäude über Erd- und Mezzaningeschoss auf eine Höhe von 22,5 m. Auf einem sodann von der Fassade rückspringenden Kubus mit 45 m Höhe liegt eine leicht ellipsoid überhöhte Kuppel mit 50 m Außendurchmesser, sodass eine Gesamthöhe von 72 m erreicht wird.



Bild 1 Gebetssaal der Moschee (Visualisierung)
Prayer hall of the mosque (visualization)

Seismic Isolation of the Prayer Hall of the Great Mosque of Algiers

The world's third largest mosque, whose prayer hall is designed for up to 32 000 believers, is presently under construction. Following the architectural idea of a high transparency inside the hall, a special three-dimensional stiffening system without inner shear walls or bracings was designed. Northern Algeria is a strong motion area. To assure the structural safety of the monumental building a seismic isolation with sliding-isolation-pendulum was chosen. Furthermore fluid viscous dampers were arranged to reduce the earthquake displacements. The article describes the earthquake design and the related calculations and presents the specialties in the design codes concerning the planning, the tender documents and the execution of the constructions according to European codes (EN).

Dem Architekturkonzept einer größtmöglichen Transparenz des Innenraums folgend waren alle innen liegenden Aussteifungselemente, wie Schubwände oder Verbände, zu vermeiden (Bild 2). Die Gesamtaussteifung konnte somit nur durch die Bauwerksoberflächen realisiert werden. Diese Restriktion führte zu einem nur fugenlos funktionierenden, räumlichen Aussteifungssystem, welches durch die Interaktion der Kuppel mit den Dach- und Fassadenscheiben Horizontalbeanspruchungen aus Erdbeben und Wind in die Gründungsebene überträgt [1].



Bild 2 Innensicht Gebetssaal (Visualisierung)
Internal view prayer hall (visualization)

Aufgrund des komplexen räumlichen Aussteifungssystems, der großen Schlankheit der die Kuppel tragenden Innenstützen mit bis zu 34 m freier Höhe und den hohen Sicherheitsanforderungen für die große Besucherzahl – nicht zuletzt aber auch wegen der monumentalen Bedeutung des Bauwerks – wurde für den Gebetssaal eine seismische Basisisolierung gewählt.

2 Erdbebenbeanspruchung

Algier liegt in der seismisch aktiven Mittelmeerregion (Zone VIII-IX der Modifizierten MERCALLI-Scala), was sich zuletzt beim verheerenden Erdbeben von Bourmedes (2003) mit über 2000 Todesopfern bemerkbar gemacht hat. Die hiernach novellierte, aktuell gültige nationale algerische Erdbebennorm Règles Parasismiques Algériennes (RPA) [2] weist daher eine maximale Grundbeschleunigung (inkl. Bedeutungsbeiwert) von 0,4 g aus. Erdbebensicherungssysteme, wie Isolatoren oder Dämpfer, werden in der Norm nicht behandelt. Des Weiteren waren zum Planungszeitpunkt die auf dem europäischen Markt existenten Technologien, Regelungen und Bauprodukte im Hinblick auf die hohe Bauwerksdauerhaftigkeit in Algerien nicht umfänglich normativ umgesetzt. Daher wurde mit Genehmigung des Religions- und des Bauministeriums (verantwortlich für die Normung) eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt, welche in Algerien erstmalig die konsistente Verwendung der Euronormen, speziell des Eurocode 8, zuließ.

Auf Basis einer speziell ausgelegten Baugrundkampagne mit Dow-Hole-Versuchen wurde in Verbindung mit vorhandenen Seismogrammen der Region durch das algerische Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) eine Mikrozonierung vorgenommen, die schließlich zu einem für die Moschee anzuwendenden Antwortspektrum führte (Bild 3). Hierin charakteristisch ist zum einen die zwar hohe Maximalbeschleunigung von 19,1 m/s² (bei einer maximalen Bodenbeschleunigung

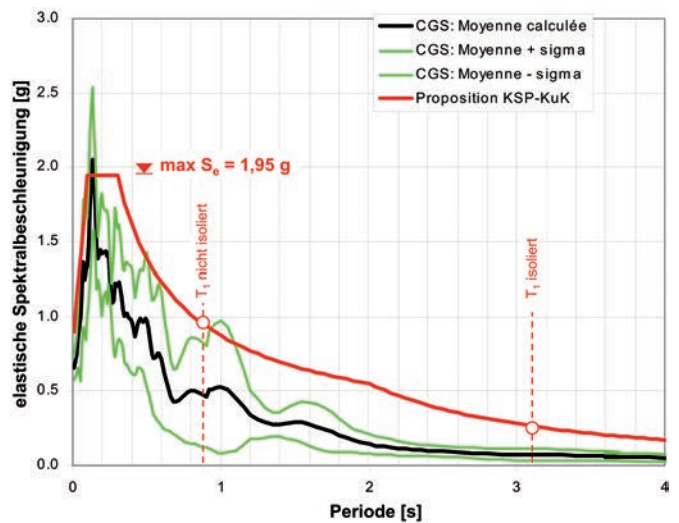


Bild 3 Elastisches Projekt-Erdbebenantwortspektrum
Elastic seismic response spectrum of the project

von 0,65 g), welche auch der zunehmenden Wiederkehrperiode von 1000 Jahren Rechnung trägt, zum anderen aber auch die mit $T_C = 0,3$ s relativ kurze Eckperiode des Plateaus mit nachfolgend starkem Abfall – die RPA sieht hier $T_C = 0,4$ s vor. Eine Verschiebung der Bauwerksgrundperiode durch eine Seismische Isolierung versprach daher eine signifikante Verringerung der Erdbebenbeanspruchung.

3 Erdbebensicherer Entwurf

3.1 Bemessungsgrundlagen und -berechnungen

Dem gemeinhin bekannten Grundsatz folgend [3], dass seismisch isolierte Bauwerke aus (1) einem steifen, lastverteilenden Sockel mit dem Großteil der Gebäudemasse und (2) einer aufgehenden Leichtbaukonstruktion bestehen sollen, wurde das Gebäudeträgerwerk in zwei wesentliche Bereiche unterteilt (Bild 4):

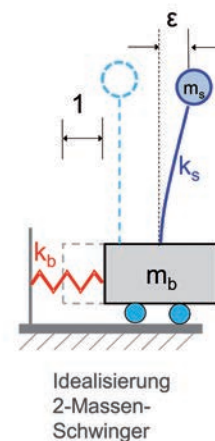
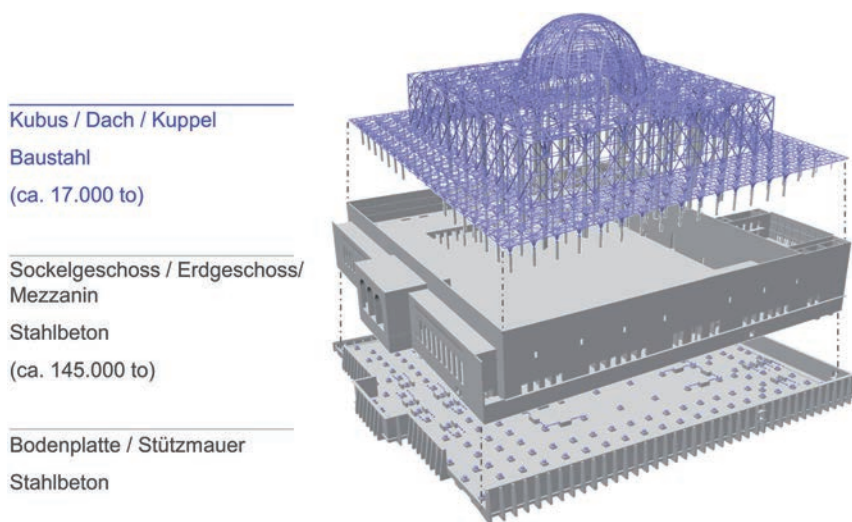


Bild 4 Aufteilung der Tragstruktur in zwei Komponenten
Separation of the structure in two components

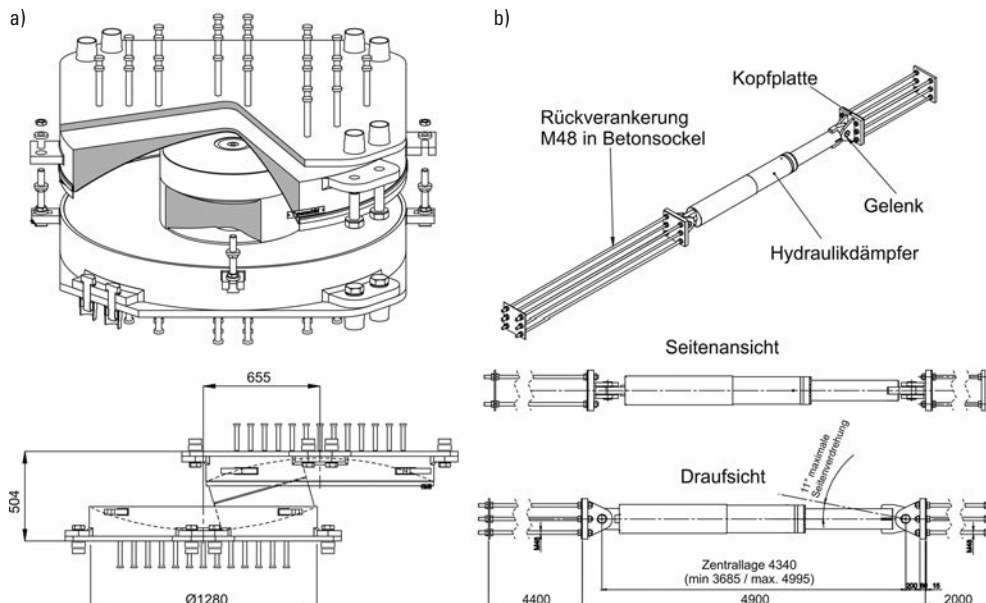


Bild 5 a) Gleitpendel-Isolator und b) viskose Hydraulikdämpfer
a) Sliding-isolation-pendulum and b) fluid viscous damper

- (1) Untergeschoss, Erdgeschoss und Mezzanin als steife Stahlbetonkonstruktion mit ca. 145 000 t Masse,
- (2) Kubus, Dächer (inkl. Kapitelle) und Kuppel als Stahltragwerk mit ca. 17 000 t Masse (inkl. Fassaden).

Das Untergeschoss wurde hierbei mittels eines Wandrasters als steifer Kasten ausgebildet. Hieraus lässt sich die Struktur stark vereinfachend als ein Zweimassenschwinger abbilden, der mit dem Baugrund durch die Isolatoren verbunden ist (Bild 4). Für die Isolatoren wurden aus Gründen der Zuverlässigkeit, der Dauerhaftigkeit und der Wartung – es wird eine „monumentale“ Nutzungsdauer des Bauwerks angestrebt – sogenannte Gleitpendel-Isolatoren gewählt [10], die in ihrer Bauform konventionellen Brücken-Kalottenlagern ähneln, jedoch eine gekrümmte Hauptgleitfläche haben (Bild 5). Dieser Isolator-typ bietet folgende Vorteile:

- geringe Reibbeiwerte mit der Möglichkeit zur Rezentrierung (Rückgleiten in die Ausgangslage) nach dem Erdbebenereignis,
- hohe Lebensdauer, sogar bei großer Erdbebenbeanspruchung,
- geringe Alterungsempfindlichkeit,
- leichte Wartung und komplette Austauschbarkeit bei Beschädigung.

Wie in [3] gezeigt, wird die erste Eigenform ϕ_1 (Bild 4) des basisisolierten Zweimassenschwingers nahezu ausschließlich durch die Isolatorenverschiebung gesteuert:

$$\phi_1 = \begin{pmatrix} u_b \\ u_s \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{pmatrix} \quad (1)$$

mit:

- Eigenkreisfrequenz starre Basis:

$$\omega_b = \sqrt{k_b / (m_b + m_s)} \quad (2)$$

- Eigenkreisfrequenz aufgehende Struktur:

$$\omega_s = \sqrt{k_s / m_s} \quad (3)$$

- Verhältnis der Eigenkreisfrequenzen:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} < 1 \quad (4)$$

- Massenverhältnis:

$$\gamma = m_b / (m_b + m_s) < 1 \quad (5)$$

In Fällen weitaus kleinerer Eigenkreisfrequenz der Basis (gesteuert durch die Isolatoren) als der aufgehenden Struktur $\omega_b < \omega_s$ nimmt das Verhältnis ε^2 stark ab. In diesem Fall hängt die Gestalt der Eigenform nur noch von der Verschiebung der Basis ab, und die Modalen Massen werden zu:

- effektive Masse der 1. Eigenform:

$$M_1^{eff} = (m_b + m_s)[1 - \gamma(1 - \gamma)\varepsilon^2] \approx m_b + m_s \quad (6)$$

- effektive Masse der 2. Eigenform:

$$M_2^{eff} = (m_b + m_s)\gamma(1 - \gamma)\varepsilon^2 \approx 0 \quad (7)$$

Mit den für den Gebetssaal ermittelten Parameterwerten:

$$m_b \approx 145\,000\,t \gg m_s \approx 17\,000\,t$$

und den Eigenperioden (aus Vordimensionierung)

$$T_b = 3,1\,s; T_s = 0,85\,s$$

ergibt sich aus Gln. (4) und (5)

$$\varepsilon \approx 0; \gamma \approx 1.$$

Damit verhält sich das isolierte System idealer Weise zunächst wie ein Einmassenschwinger mit der 1. Eigenperiode $T_1 = 3,1$ s und der Gesamtmasse $M_1^{eff} \approx m_b + m_s$. Wie aus dem Antwortspektrum (Bild 3) ersichtlich, wird die Resonanzbeschleunigung hierfür mit $S_{el} \approx 2,5$ m/s² signifikant reduziert. Für alle höheren Eigenformen des Bauwerks mit kürzeren Eigenperioden $T_{s,i} < T_{s,1}$ wird dieser Effekt noch deutlicher erzielt, da sich für diese ohne Isolierung noch weit größere Resonanzbeschleunigungen ergäben als für die Grundeigenform bei $T_{s,1}$.

Bei der Verwendung von Gleitpendel-Isolatoren kann die durch die vertikale Auslenkung infolge des Gleitflächenradius R entstehende Rückstellkraft in eine effektive Lagersteifigkeit umgedeutet werden, die zudem durch eine Gleitreibung ergänzt wird [4]:

- effektive Isolatoren-Federsteifigkeit:

$$k_{b,eff} = \frac{G}{R} + \frac{\mu G}{\delta} \quad (8)$$

mit:

- G Vertikalkraft (Eigengewicht)
- R Radius Isolatoren-Gleitfläche
- μ Reibungskoeffizient Gleitmaterial
- δ Auslenkung

Auf der einen Seite führt ein geringer Reibungskoeffizient μ zu einer geringeren Steifigkeit und damit zu besserer Isolierung. Des Weiteren behindert eine hohe Reibung die Rezentrierung der Pendel. Andererseits ist die Reibung vorteilhaft zur Aufnahme der Windkräfte auf das ansonsten nicht horizontal gelagerte Bauwerk. Für die Vordimensionierung wurde daher eine Reibung verwendet, die ausreichend Widerstand gegen die in Summe ca. 11 MN Windkraft bot.

Die sich hieraus ergebende Konstellation aus Radius und Reibungskoeffizient führte im Rahmen von Vorberechnungen zu Horizontalverschiebungen des Bauwerks im Erdbebenfall von bis zu 1,2 m, was für die Haustechnik-

anschlüsse und die Zuwegung über die Bauwerksfugen nicht tolerabel war. Daher wurden parallel zu den Isolatoren auch Dämpferelemente angeordnet. Hierbei wurden viskose Hydraulikdämpfer (Bild 5) anstatt Reibdämpfern oder plastizierenden Verformungsdämpfern gewählt, da

- Temperaturverformungen des Gesamtbauwerks zwangsfrei übertragen werden können,
- die viskosen Dämpfer ihre maximale Reaktionskraft phasenverschoben zur maximalen Rückstellkraft des Pendels entwickeln und
- Reib- oder Verformungsdämpfer wiederum bzgl. der Rezentrierung problematisch wären.

Für die Berechnungen wurden parallel zu den Isolatoren-Federn Dämpferelemente angenommen (Bild 6), die folgende Charakteristik aufweisen:

$$F_{damp} = C v^\alpha \quad (9)$$

mit:

- F_{damp} Dämpferkraft
- C Dämpfungskonstante
- v Dämpfergeschwindigkeit

Es wurden hocheffektive Dämpfungsexponenten $\alpha \ll 1,0$ angesetzt, wodurch zusammen mit der Reibung in Gl. (8) die Berechnungen hochgradig nichtlinear wurden. Dies führte zwangsläufig zu Berechnungen im Zeitschrittverfahren.

Gemäß Eurocode 8, Abs. 10 [5] können Zeitschrittanalysen auf Basis von mindestens drei künstlich generierten Erdbebenzeitverläufen erfolgen, denen das elastische Antwortspektrum zugrunde liegt. In Ermangelung vergleichbarer Akzelerogramme für Algerien wurden daher fünf Erdbebenzeitverläufe mit einer konservativ abgeschätzten Dauer von 30 s – bei einer Starkbebenphase von 10 s – generiert (Bild 6). Gemäß der Mikrozonierung betrug der Vergrößerungsfaktor für die Freifeldbeschleunigung $S = 1,2$, sodass sich Maximalbeschleunigungen

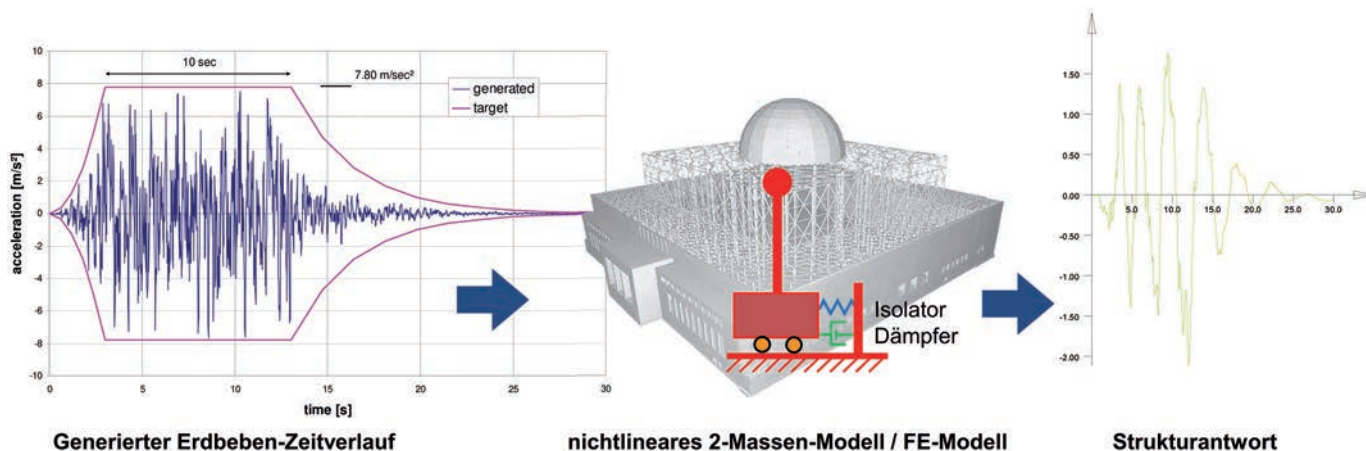


Bild 6 Zeitschrittanalysen mit generierten Erdbeben-Zeitverläufen
Time-history-analysis with generated accelerograms

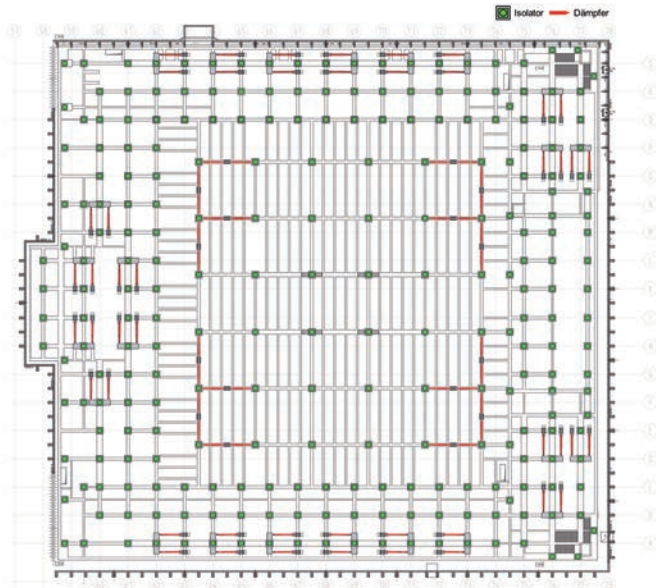


Bild 7 Verteilung von Isolatoren und Dämpfern im Grundriss
Distribution of Isolators and dampers in ground view

von $7,8 \text{ m/s}^2$ ergaben. Diese Akzelerogramme wurden sowohl den Vordimensionierungen am Mehrmassenschwinger als auch den Vergleichsberechnungen am gesamten Gebäudemodell zugrunde gelegt.

Gemäß Eurocode 8 muss für basisisolierte Bauwerke ein Vergrößerungsfaktor $\gamma_x = 1,2$ für die errechneten seismischen Verformungen berücksichtigt werden.

3.2 Entwurf der Isolierung

Mit den zuvor beschriebenen Methoden wurden eingehende Parameterstudien durchgeführt, die schließlich zur Wahl des folgenden Systems führten (Bild 7):

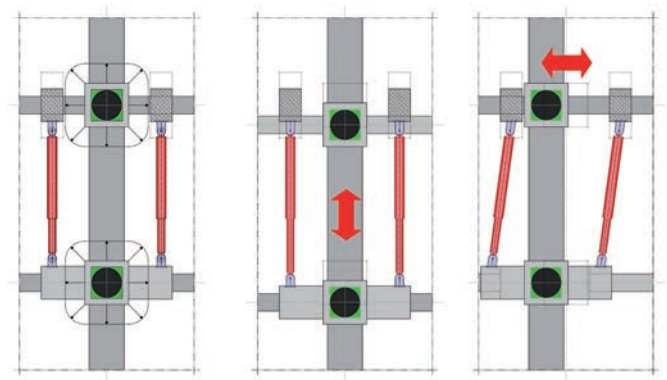


Bild 9 Zwangsfreie Relativverschiebung der Isolatoren- und Dämpfersockel
Unconstrained relative displacement of the isolator- and damper-sockles

- 246 gleichmäßig unter dem Bauwerk verteilte Gleitpendel-Isolatoren mit $R = 2,4 \text{ m}$ und $\mu = 3 \%$, gestaffelt ausgelegt für Auflagerkräfte bis zu $27\,200 \text{ kN}$ und Bemessungsverformungen von 60 cm ,
- 80 viskose Hydraulikdämpfer (je 40 pro x- bzw. y-Richtung) mit $\max F_{damp} = 2\,500 \text{ kN}$ und $\alpha = 0,4$.

Die Isolatoren und Dämpfer wurden zwischen Sockeln auf der zusammenhängenden Bodenplatte und Sockeln an der Unterseite des Untergeschosses platziert (Bild 8). Der gelenkige Anschluss der Dämpfer an die Sockel gewährleistet hierbei die Funktion in der vorgesehenen Richtung (Bild 9), ohne lateral hierzu Zwängungen zu erzeugen. Die Höhe des Sockelgeschosses lässt einen Austausch der Isolatoren nach Anheben mittels Hydraulikzylindern zu. Entsprechende Lastfälle wurden bei der Dimensionierung des Massivbaus berücksichtigt. Gemäß Eurocode 8, Abs. 10.10 [5] darf für die Bemessung basisisolierter Gebäude die Duktilitätsklasse L mit einem Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ zugrunde gelegt werden. Nichts-

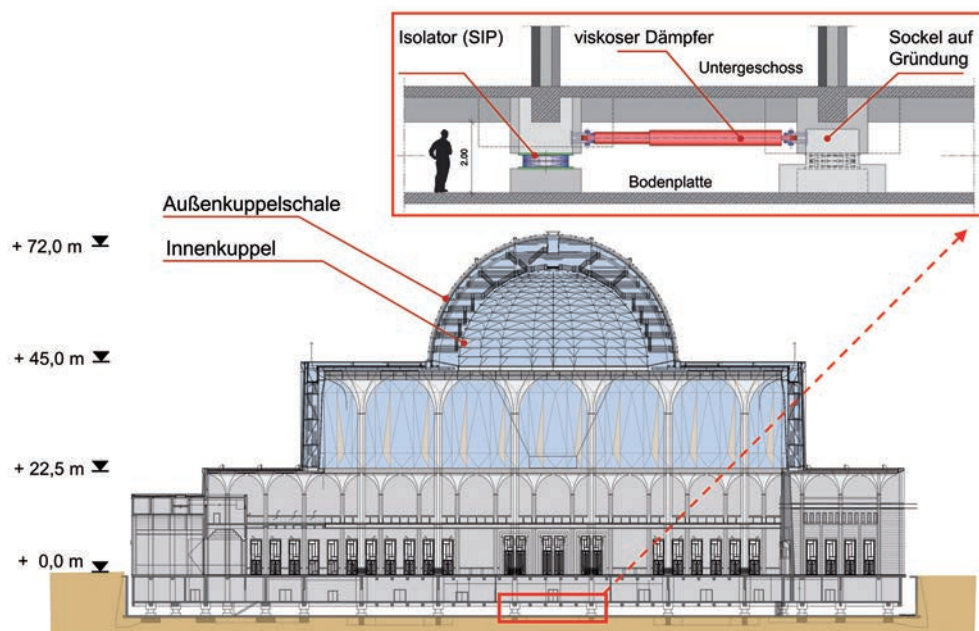


Bild 8 Vertikaler Gebäudelängsschnitt
Vertical section in longitudinal direction

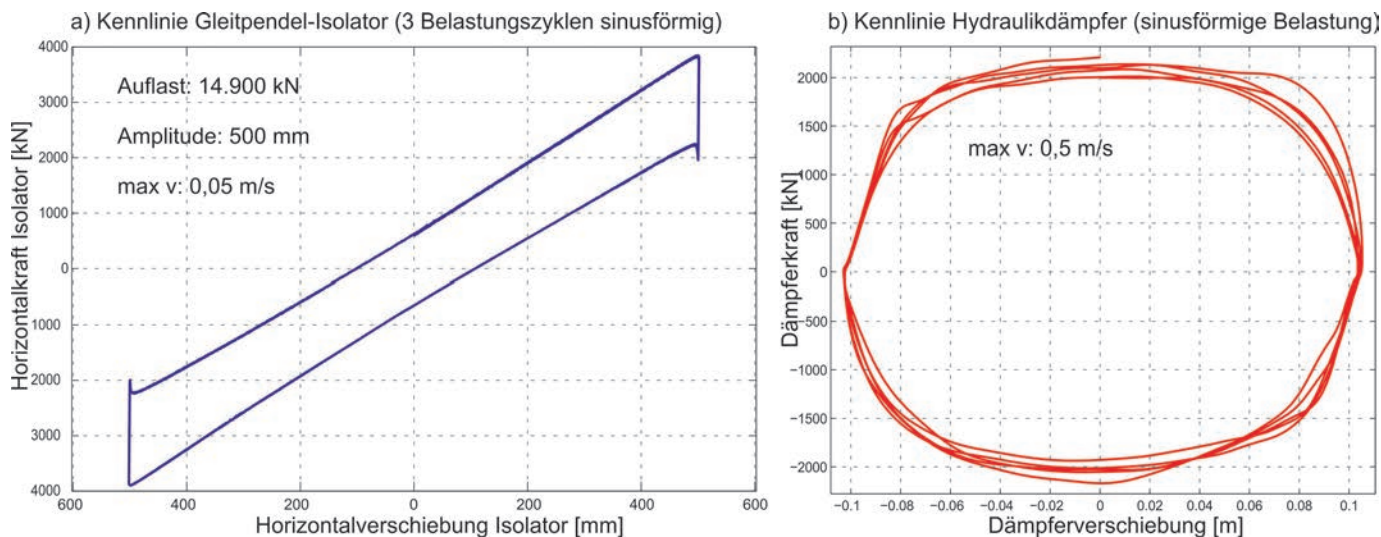


Bild 10 Versuchskennlinien: a) Isolatoren, b) Dämpfer
Test results: a) isolators, b) dampers

destotrotz wurden in der konstruktiven Detailausbildung die Prinzipien der Kapazitätsbemessung [6] beachtet.

4 Ausschreibung und Qualitätssicherung

Neben den Entwurfsvorgaben für Isolatoren aus Eurocode 8 sind die maßgeblichen Randbedingungen zur Leistungsbeschreibung und zur Erlangung einer CE-Kennzeichnung (da auch die europäische Bauproduktenverordnung zur Anwendung kam, s. o.) in EN 15129 [7] vorgegeben. Ferner war der gewählte Isolatorentyp gemäß EN 15129 auch als Baulager nach EN 1337 [8] zu konzipieren. Die ebenso für Erdbebendämpfer maßgebende EN 15129 schreibt für beide Elemente Eignungsprüfungen vor. Neben den geometrischen und mechanischen Parametern aus der Planung waren die zugehörigen Qualitätssicherungen zentraler Bestandteil der Ausschreibung.

Der in Algerien ansässige chinesische Generalunternehmer CSCEC, der 2011 den Realisierungszuschlag erhielt, entschied sich für einen Hersteller, der über eine Europäische Technische Zulassung für Baulager mit besonderem Gleitwerkstoff verfügt [9]. Dieser ließ ausschreibungsgemäß Eignungstests für Isolatoren und Dämpfer an der University of California (CALTRANS SRMD Test Facility) durchführen, mit denen die vorgeschriebenen Parameter im Rahmen der erlaubten Toleranzen nachgewiesen wurden. Hierbei konnte bei zyklischer Beanspruchung unter mehrfach wiederholter Erdbebentbeanspruchung der Isolatoren ein mittlerer Reibungskoeffizient von $\mu = 3\text{--}4\%$ aufgezeigt werden (Bild 10a). Für die Dämpfer konnte anhand der verschiedenen Tests die effiziente, nichtlineare Dämpfungscharakteristik nachgewiesen werden (Bild 10b). Im Rahmen der Bauüberwachung wurde die Nachweiskette zwi-

schen Planung, Eignungstests und Lieferung auf die Baustelle validiert.

5 Realisierung

Seit Anfang 2012 realisiert der Staatsbaukonzern CSCEC den gesamten Komplex in allen Bauteilen parallel. Beim Gebetssaal erfolgte die Errichtung des Untergeschosses mit Ortbeton direkt auf die zuvor auf den Bodenplattensockeln platzierten Isolatoren (Bild 11). Für den weiteren Baufortschritt bleibt der Rohbau parallel zu den Isolatoren unterstützt. Der Einbau der bereits gelieferten Dämpfer erfolgt nach Fertigstellung der Untergeschosse. Parallel erfolgt ein Setzungsmonitoring, um ggf. durch Anheben und Einbau von Futterblechen die planmäßige



Bild 11 Bodenplatte mit montierten Isolatoren
Foundation plate with placed isolators



Bild 12 Eingebauter Isolator
Built in isolator

Lastverteilung wiederherzustellen. Mitte 2014 waren sämtliche Isolatoren eingebaut (Bild 12).

6 Zusammenfassung

Aufgrund seiner Bedeutung und seiner speziellen Konstruktion wurde für den Gebetsaal zur Erdbebensicherung eine nicht allgemein übliche Kombination aus Gleitpendelisolatoren und viskosen Hydraulikdämpfern gewählt. Anhand dieses hoch dauerhaften, passiv reagierenden Sicherungssystems wird dem monumentalen Cha-

Literatur

- [1] AKKERMANN, J.; CONSTANTINESCU, D.; HEWENER, A.: *Die Große Moschee von Algerien – ein Monument im Starkbebengebiet*. Bautechnik 92 (2015), H. 1, S. 57–64.
- [2] DTR B-C-2-48: *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003*. Ministre de l'habitat et de l'urbanisme, Algerien.
- [3] KELLY, J.: *The Theory and Development of Seismic Isolation and its Implementation*. Proceedings of Paraseismic Work Days, Ministry of Religious Affairs, Algier, 28.02.–03.03.2009.
- [4] HUBER, P.; MEDEOT, R.; TUNCER, M.: *Seismic Protection of three recently constructed Buildings by seismic Isolation with Sliding Isolation Pendulum Devices*. 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures, Istanbul, Türkei, 27.–30. Mai 2007.
- [5] DIN EN 1998-1:2010-12: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*.
- [6] CONSTANTINESCU, D.; AKKERMANN, J.: *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben nach Eurocode 8. Anwendung am Beispiel internationaler Projekte*. Tagungsband Dresdner Stahlbaufachtagung, Dresden 2011, S. 205–252.
- [7] EN 15129:2010-06: *Erdbebenvorrichtungen*.
- [8] EN 1337-7:2004-08: *Lager im Bauwesen – Teil 7: Kalotten- und Zylinderlager mit PTFE*.

Tab. 1 Projektbeteiligte
Project participants

Bauherr	Volksrepublik Algerien vertr. durch: Agence Nationale de Réalisation et de Gestion de la Mosquée d'Algerie (ANARGEMA)
Tragwerksplanung/ Bauüberwachung	KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH, Karlsruhe
Generalplanung	KSP Jürgen Engel Architekten/ KREBS+KIEFER International
Mikrozonierung/ Konzeptprüfung	Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Algier
Generalunternehmer	China State Construction Engineering Corporation (CSCEC), Algerien/China
Isolatoren/Dämpfer	Maurer Söhne, München

rakter des Bauwerks Rechnung getragen. Durch nicht-lineare, dynamische Berechnungen wurde dieses System bemessen; durch Eignungsprüfungen erfolgte eine Validierung der Einrichtungen.

Der Erfolg dieses Realisierungsprozesses ist der intensiven Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Planern, beteiligten Forschungsinstituten sowie Liefer- und Baufirmen (Tab. 1) zu verdanken.

Autoren



Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann
akkermann.jan@kuk.de



Dipl.-Ing. Alexander Hewener
hewener.alexander@kuk.de

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH
Karlstraße 46
76133 Karlsruhe
www.kuk.de

STANDORTE

In Ihrer Nähe. Für Ihr Projekt.

KREBS+KIEFER DEUTSCHLAND

BERLIN

T +49 30 217342-0
E berlin@kuk.de

FREIBURG

T +49 761 29666-0
E freiburg@kuk.de

MAINZ

T +49 6131 21770-0
E mainz@kuk.de

BITTERFELD-WOLFEN

T +49 3493 77326
E bitterfeld-wolfen@kuk.de

HAMBURG

T +49 40 30373395-0
E hamburg@kuk.de

MÜNCHEN

T +49 89 2154511-100
E muenchen@kuk.de

DARMSTADT

T +49 6151 885-0
E darmstadt@kuk.de

KARLSRUHE

T +49 721 3508-0
E karlsruhe@kuk.de

NORDBAYERN

T +49 6026 99889-0
E nordbayern@kuk.de

DRESDEN

T +49 351 250968-0
E dresden@kuk.de

KÖLN

T +49 221 234757
E koeln@kuk.de

STUTTGART

T +49 711 49066377
E stuttgart@kuk.de

ERFURT

T +49 361 42064-0
E erfurt@kuk.de

LEIPZIG

T +49 341 5830430
E leipzig@kuk.de

WÜRZBURG

IRS Stahlwasserbau Consulting AG
T +49 931 359334-0
E info@irs-stahlwasserbau.de
W www.irs-stahlwasserbau.de
E wuerzburg@kuk.de

KREBS+KIEFER INTERNATIONAL

KREBS+KIEFER INTERNATIONAL

GMBH & CO. KG

DARMSTADT

T +49 6151 885 252
E international@kuk.de

KREBS UND KIEFER & PARTNERS

INTERNATIONAL SARL

TUNIS

T +216 71 950 848
E tunis@kuk.de

EURL KREBS UND KIEFER ALGÉRIE

ALGIER

T +213 21 69 24 57
E algier@kuk.de

GEING KREBS UND KIEFER

INTERNATIONAL & OTHERS LTD.

SKOPJE

T +389 2 3109 795
E skopje@kuk.de