

Entwurf und Bemessung des Dachtragwerks der O₂ World in Berlin

Dipl.-Ing. Nils Svensson, Leonhardt, Andrä und Partner, Berlin

Zusammenfassung:

In Berlin wird im September 2008 die O₂ World der weltweit tätigen Anschutz Entertainment Group (AEG) eröffnet, eine Veranstaltungshalle mit Eisfläche und Platz für bis zu 17.000 Zuschauer. Dieser Vortrag behandelt den Entwurf, die Berechnung, Optimierung und Bemessung, die Konstruktion und die Montage des weitgespannten Dachtragwerks der Arena.

Summary:

In September 2008 the O₂World, owned and operated by the internationally renowned Anschutz Entertainment Group (AEG), will be opened in Berlin. It is an indoor-arena, which has an ice-rink and seats up to 17,000 spectators. This report covers the design, analysis, optimisation and construction of the long-span roof structure of this arena.

1 VORENTWURF

Im Jahr 2001 kam das amerikanische Architekturbüro HOK auf LAP zu, um eine Arena am Ostbahnhof in Berlin für die Anschutz Entertainment Group gemeinsam zu planen.



Abbildung 1: O₂ World; Arena am Ostbahnhof, Berlin

Dabei hatten die Architekten die Vision eines „Tisches“, d. h. eines Daches auf vier Stützen. Der Entwurf enthielt also zwei Hauptträger mit einer Stützweite von ca. 70 m, zwischen denen

Längsträger mit der gleichen Stützweite spannen sollten. Die Stahlfachwerke der Träger sollten aus kostengünstigen Standardprofilen bestehen.

Optimierungsvorschläge von LAP, die ungünstige Lastabtragung über vier Stützpunkte aufzulösen oder filigranere unterspannte Träger zu verwenden, konnten sich nicht durchsetzen.

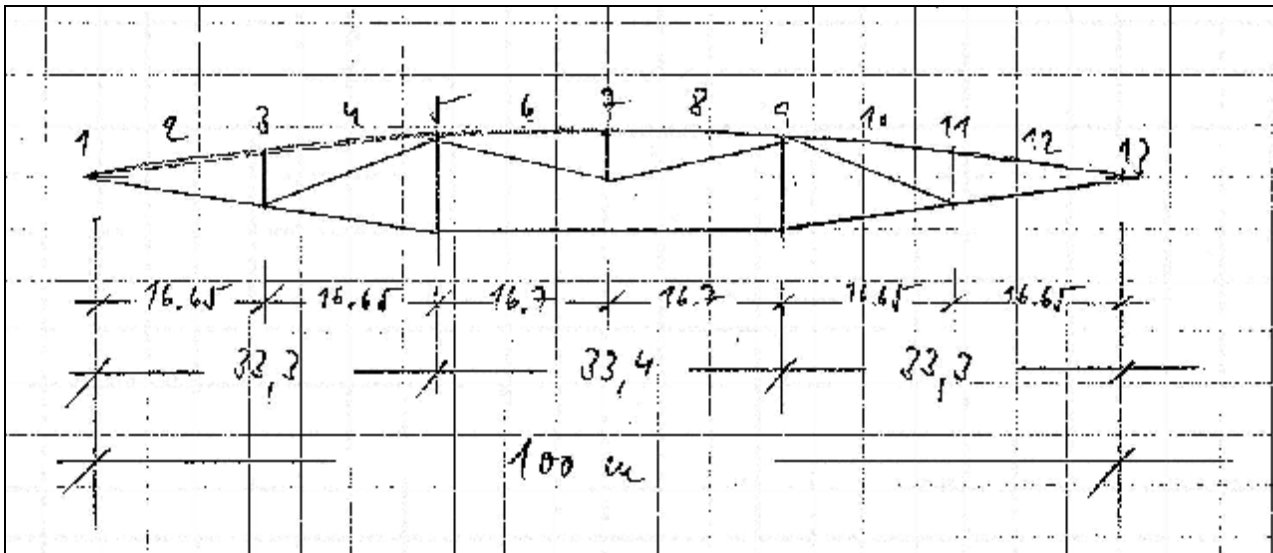


Abbildung 2: Unterspannter Träger als Optimierungsvorschlag im Vorentwurf

Im Jahr 2005 konnte der Mobilfunkanbieter O₂ Deutschland als Werbepartner und Namensgeber von Anschutz gewonnen werden. Damit begann die endgültige Planung und anschließende Ausführung der Arena am Ostbahnhof, jetzt O₂ World Berlin.

2 ENTWURF

2.1 Geometrie

Das Dach besteht aus drei Teilen auf unterschiedlichen Ebenen, die durch zwei Hauptträger getrennt werden:

Die Hauptträger Nord und Süd stehen jeweils auf zwei sogenannten „Megastützen“ (Durchmesser 1,30 m) im Abstand von ca. 70 m. Der Nordträger hat eine maximale statische Nutzhöhe von 15 m, der Südträger eine Nutzhöhe von ca. 10 m.

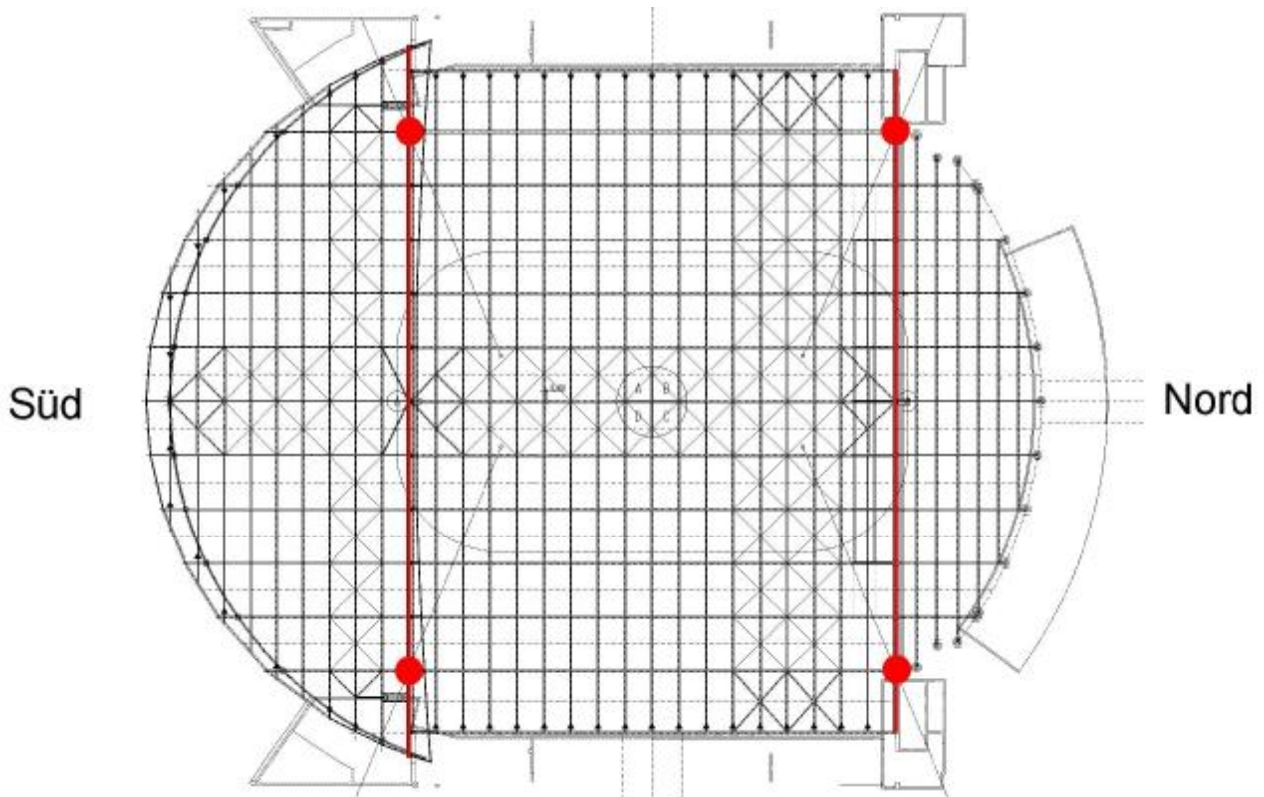


Abbildung 3: Aufsicht mit Megastützen und Hauptträgern

Zwischen diesen Hauptträgern spannt das Hauptdach über 70 m mit einer statischen Nutzhöhe von 4,60 m. Das tiefer gelegene Norddach überspannt als Verbundkonstruktion den Bühnenbereich vom Hauptträger Nord bis zu einer Stahlbetonwand. Auf der anderen Seite liegt das leichte Süddach, das vom südlichen Hauptträger ebenfalls auf eine hohe Stahlbetonwand spannt. Beide Seitendächer haben eine Nutzhöhe von ca. 4,10 m.

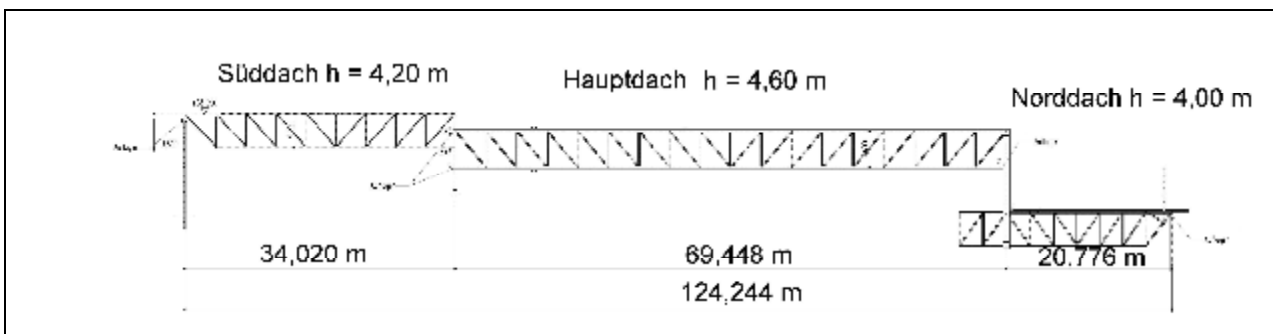


Abbildung 4: Längsschnitt

Die Stahlkonstruktion überdacht die Stahlbetonfertigteilschüssel („Bowl“) der Arena und ist horizontal daran gekoppelt.

Das Haupt- und das Süddach werden durch vorgespannte Zugstäbe zu Scheiben ausgesteift, die horizontale Schubsteifigkeit des Norddachs wird durch die im Verbund wirkende Stahlbetonplatte gewährleistet.

2.2 *Materialien und Querschnitte*

Von Anfang an war klar, dass das Dach keinen hohen ästhetischen, dafür aber höchsten funktionalen Ansprüchen gerecht werden sollte. Daher wurde Stahl der Güte S 355 mit standardisierten Walzprofilen für alle Längsträger und Pfetten eingesetzt. Die Hauptträger sind dichtgeschweißte Rechteckquerschnitte mit einer Breite von 800 mm im Norden und 600 mm im Süden. Für die Aussteifungen wurden Macalloy Zugstäbe M39 und Rohrprofile mit Durchmesser 168 mm verwendet.

Das Norddach ist ein Stahlbetonverbunddach, wobei die Stahlbetonplatte im Verbund sowohl mit den Pfetten als auch mit den Fachwerkobergurten der Längsträger wirkt.

2.3 *Lasten*

Das Dach wurde für die üblichen Lasten aus Eigengewicht, Wind und Schnee inklusive Anhäufungen nach DIN 1055 bemessen. Das Eigengewicht des Dachaufbaus beträgt aus Schallschutzgründen 100 kg/m².

2.3.1 *Anhängelasten (Rigging)*

Da das Dach einen entscheidenden Beitrag zur Flexibilität der Nutzung der Arena leistet, wurde es für die Aufnahme hoher Anhängelasten bemessen. Aus den vielfältigen Erfahrungen der Anschutz Entertainment Group mit der Ausrichtung von Großveranstaltungen ergab sich als maßgebender Lastfall die „Oskarverleihung“, für die die höchsten Anforderungen an die Höhe und die flexible Anordnung der Lastpunkte gestellt werden.

Gleichzeitig können über der Bühne (Norddach) 67,5 t, im nördlichen Hauptdach ebenfalls 67,5 t und im südlichen Hauptdach 7 t angehängt werden. Der Hauptträger Nord wurde also für eine Verkehrslast von 135 t in Feldmitte bemessen.

2.3.2 *Videowürfel*

Für die Sportveranstaltungen in der Arena wird ein großer Videowürfel zentral über der Veranstaltungsfläche schweben, der mit einem Gewicht von 30 t in Feldmitte des Hauptdachs hängt. Der Würfel kann zu Wartungszwecken heruntergefahren werden.

2.3.3 *Catwalks*

Der Zugang zum Dach wird durch Laufstege, sogenannte Catwalks gewährleistet. Die Geländer der Catwalks werden auch zur Befestigung sämtlicher Scheinwerfer und Lautsprecher verwendet. Oberhalb der Catwalks werden Lüftungskanäle und Sprinklerleitungen geführt, weshalb die Geländer als Rahmen ausgeführt wurden. Die Catwalks bringen aus ständigen und veränderlichen Lasten 500 kg/m ins Dach, was sich bei ca. 600 m Länge zu über 300 t addiert. Zusätzlich gibt es Plattformen für Verfolgerscheinwerfer und Verteilerschränke.

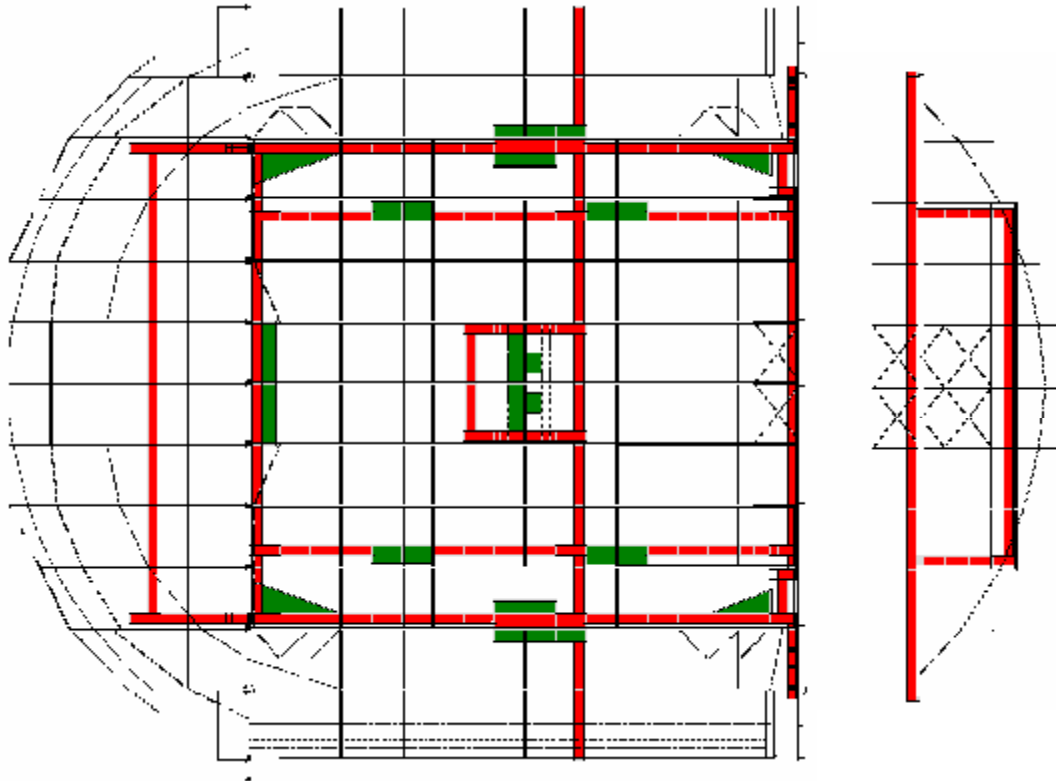


Abbildung 5: Catwalks im Haupt- und Norddach

2.4 Lastfluss

2.4.1 Vertikaler Lastfluss

Vertikal wirken die Bauteile als Einfeldträger. Die Dachlasten werden über ein Trapezblech auf Pfetten übertragen und von dort in die Längsträger eingeleitet. Diese führen die Lasten in die Hauptträger und von dort werden sie über die Megastützen in den Baugrund eingeleitet.

2.4.2 Horizontaler Lastfluss

Aufgrund der „Tisch“-Idee des Architekten war die Ableitung der horizontalen Kräfte aus dem Dach nicht direkt klar. Es gab verschiedene Anschlussmöglichkeiten an den Massivbau, wobei stets eine statisch bestimmte Lagerung angestrebt wurde, um möglichst keine Zwangskräfte aus Temperatur in die Stahlteile einzuleiten. Außerdem mussten die Horizontallasten über die Höhensprünge der Dächer an den Hauptträgern geleitet werden. Als Endergebnis längerer Diskussionen wurden folgende Bedingungen festgelegt:

Die Hauptträger wurden mit unverschieblichen Kalottenlagern auf den Megastützen gelenkig gelagert. Bei den hohen Vertikalkräften ergeben sich Rückstellkräfte in der Größenordnung der Horizontallasten, weshalb eine verschiebliche Lagerung ohnehin nicht zu realisieren gewesen wäre. Die Megastützen wurden dann an einige Deckendbenen der Arena angeschlossen und die Kräfte über die Deckenscheiben in die Kerne weitergeleitet.

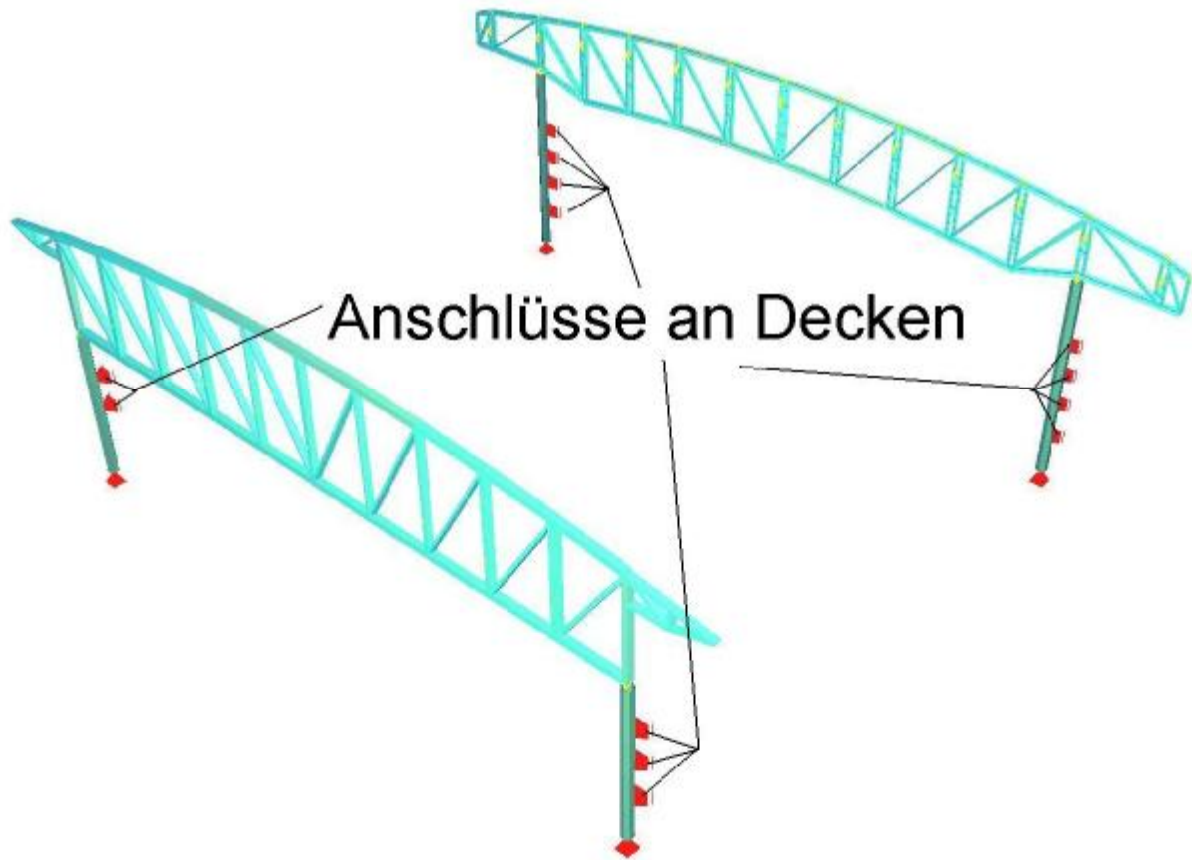


Abbildung 6: Megastützen mit horizontalen Lagern

Das Hauptdach wird an den Seiten (Ost und West) über geführte Lager an die Stahlbetonkonstruktion angeschlossen, und im Norden und Süden werden die Horizontalkräfte aus den Zugstäben in die Hauptträger eingeleitet. Die Scheibe des Süddachs wird an drei Stellen über geführte Lager an Stahlbetonscheiben angeschlossen und zusätzlich mit dem Hauptträger Süd verbunden:

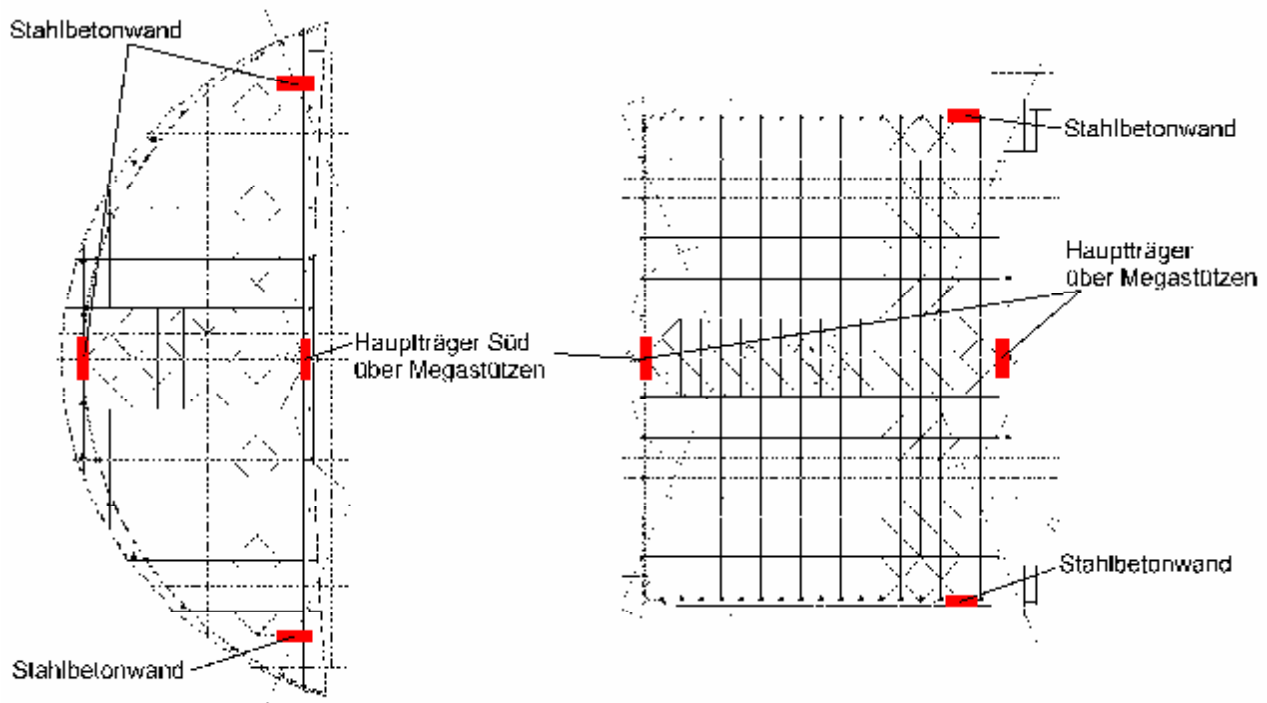


Abbildung 7: Horizontale Lager des Süd- und Hauptdachs

2.4.3 Stabilisierung der Druckgurte

Die Obergurte der Fachwerkträger werden zum einen über die Aussteifungsstäbe der Dachscheiben stabilisiert, zum anderen wurden zwei Rahmenecken zwischen Hauptträger und dem jeweiligen Seitendach ausgebildet. So werden die Stabilisierungslasten auf die Auskreuzungsstäbe und die Pfosten der Hauptträger aufgeteilt, was eine Redundanz im sonst statisch bestimmten Tragwerk ermöglicht.

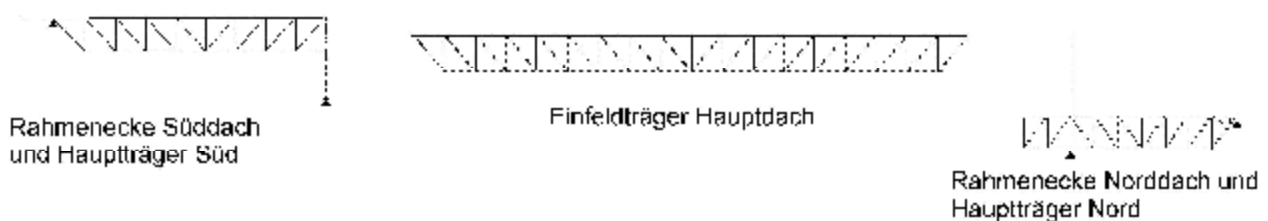


Abbildung 8: Rahmenecken zwischen Seitendächern und Hauptträgern

3 BERECHNUNG, OPTIMIERUNG UND BEMESSUNG

3.1 Gesamtmodell

Die statische Berechnung des Dachtragwerks wurde an einem Gesamtmodell in SOFiSTiK durchgeführt. Aufgrund der großen Zahl von Stäben und Lastfällen und um die Bearbeitung möglichst zu vereinfachen, wurden zunächst Untersuchungen zum Einfluss der Auswirkungen aus Theorie 2. Ordnung gemacht. Diese ergaben, dass eine lineare Betrachtung ausreichend ist.

3.1.1 Teddy-Programmierung

Das Modell wurde komplett im Teddy programmiert, was sich in der Vergangenheit für große, regelmäßige Fachwerkstrukturen bereits als günstig erwiesen hatte. Man verliert leicht den Überblick über große dreidimensionale Stabwerksmodelle, wenn nicht die parametrisierte Modellgenerierung mit der exakten Koordinateneingabe für alle Knoten genutzt wird.

Durch logische Knoten-, Element- und Gruppennummerierung lässt sich jedes Element allein anhand seiner Nummer im Modell wiederfinden. So sind alle Knotennummern 5-stellig mit der ersten Ziffer für die Höhenlage, danach zwei Ziffern für die Nummer der Y-Achse und zwei Ziffern für die der X-Achse.

Die Elementnummern bestehen dann aus der Gruppennummer und den beiden Achsnummern.

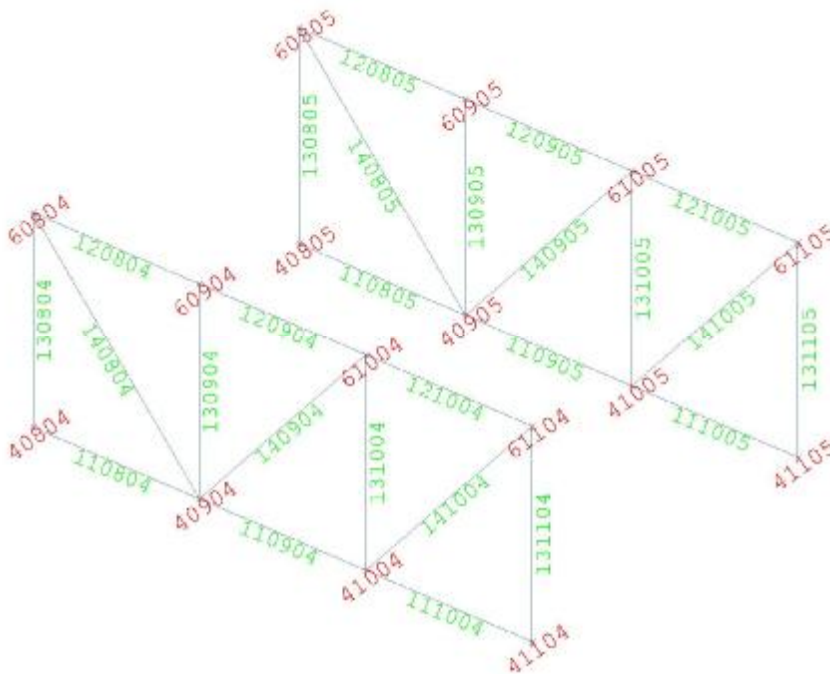


Abbildung 9: Knoten und Stabnummerierung

Durch Schleifenprogrammierung konnte das gesamte Dach in 2200 Programzeilen GENF erzeugt werden.


```

( --- Knotengenerierung ---
$ 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13
KNOT(0) -38.444,-37.500,-33.00,- 3.407,-07.770,-07.070,-77.707,+ 3.407,+23.170,-37.870,-35.444,+47.444,-47.194
KNOT(1) +00.000,-07.894,+ 7.917,+ 21.106,+02.106,-01.000,- 21.919,+ 21.106,+00.000,-01.000,- 1.000,- 1.000,-01.000,-01.000
DEF(1) -12.780,+22.000,+21.891,+22.120,-27.990,-20.120,+22.120,+30.110,-21.900 $X2000 +22.110
$ stand bis 11.01.07 122.050,122.140
$ stand bis 11.12.07 122.600
$ 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13
KNOT(0) KNOT(1) KNOT(2)
( --- Hauptprogramm ---
DEF(2) LOOP 1
  DEF(3) I
  LPTX 0,1000 P(2*PI*I)
  KNOT(0)
  ITERS H,1000 (I*PI*PI)+
  KNOT ME $Z/10.000-AX-1.0+400 X AXZ(AX) Y AXZ(B) - (ABS(AX)+ABS(B))
  KNOT ME $Z/10000 AX 100+400 ZI X (ABS(AX)+ABS(ZI))/2 Y AXZ(B) - (ABS(AX)+ABS(ZI))/2+400(AX)
  LBL(2) WZ(1) (2*PI*I) P(2*PI*I)
  ITERS WZ+1;KROD(1)
  IF #Z=1 $ WZ(1) (1) am Ende Ungerade : am Ende Parallele
  KNOT ME $Z/10.000-AX-1.0+400 X AXZ(AX) Y AXZ(B) -400(AX)
  DEF(4) AX 1
  KNOT ME $Z/10000 $Z*100 WZ X WZ(AX) Y WZ(B) WZ(ZI)
  ITERS
  KNOT ME $Z/10000 -AX-1.0+400 X AXZ(AX) Y AXZ(B) - (ABS(AX)+ABS(B))
  DEF(5) AX-1
  KNOT ME $Z/10000 $Z*100 AX X AXZ(AX) Y AXZ(B) - (ABS(AX)+ABS(B))
  ENDP
  ITERS WZ+1;KROD(2)
  ITERS #Z-1;KROD(1)
  ITERS #Z-1;KROD(2)
( Anrechnung DSK an HDS
DEF(2) LOOP 2
  LPTX 0 (X*Y)
  ITERS I
  ITERS H,1000 (I*PI*PI)+X
  KNOT ME $Z/10.000-AX-1.0+400 X - Y AXZ-0.25 Z -
  KNOT ME $Z/10000 AX 100+400 ZI X Y AXZ 0.25 Z
  LBL(2) WZ(1) KROD(2)
  ITERS WZ+1;KROD(2)
)

```

Abbildung 10: Schleifenprogrammierung

Die Modellierung von Stahlbauten ließe sich in SOFiSTiK wesentlich vereinfachen, wenn die in SOFiMSHA bereits vorbereiteten (siehe Hilfe-Datei) Exzentrizitäten am Stabanfang und Stabende implementiert würden.

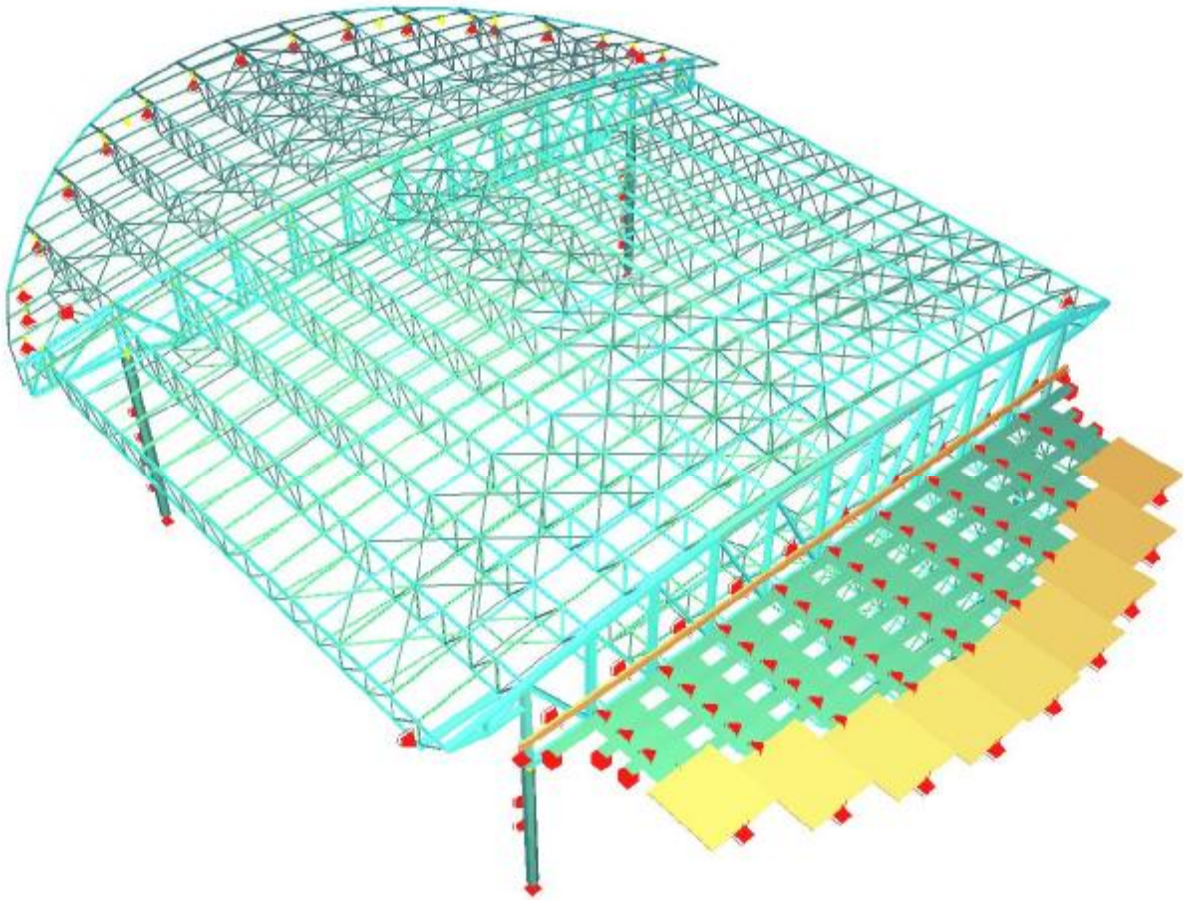


Abbildung 11: Gesamtmodell

3.1.2 Ermittlung der Vorspannung in den Auskreuzungen

Die Scheibenaussteifung aus Zugstäben liegt in der Obergurtebene der Fachwerkträger. Deshalb erfahren die Zugstäbe unter vertikalen Dachlasten die gleichen Stauchungen wie die Druckgurte der Fachwerkträger und würden alle gleichzeitig unter Druck ausfallen. Um das zu verhindern, musste eine definierte Vorspannung aufgebracht werden. Diese Vorspannung wurde in einem iterativen Prozess am Gesamtsystem ermittelt, um die Verteilung der Vorspannkräfte durch das Tragwerk richtig zu berücksichtigen. Es sollten also die minimalen Bemessungszugkräfte größer null sein, um einen Ausfall der Zugstäbe zu verhindern. Daher wurden die Kräfte in den 176 Zugstäben so lange angepasst, bis sich ein relativ ausgeglichener Endzustand einstellte. Die Iteration erfolgte durch DBView-Export in eine Excel-Tabelle und Rückübertragung der angepassten Lasten.

3.1.3 Optimierung und Bemessung

Die Optimierung und Bemessung der Querschnitte erfolgte nicht innerhalb der SOFiSTiK, da dort kein passendes Werkzeug für den Stahlbau verfügbar ist. Das Programm BDK kann keine Lastkombinationen verarbeiten, weshalb der Aufwand viel zu groß gewesen wäre. Die Optimierung wurde stattdessen komplett mit Hilfe eines selbsterstellten Excel-Programms durchgeführt. Nach

vielen verglichenen Versuchen, verlässlich Daten aus der .CDB-Datei auszulesen, wurden schließlich die Elementdaten und Schnittgrößen über DBView ausgegeben und über Copy&Paste in Excel eingefügt. Dann wurde mit Hilfe einer VBA-Routine ein Optimierungslauf gestartet, der automatisch den leichtestmöglichen Querschnitt für einen Stab auswählte. Diese Liste wurde über Copy&Paste in eine .ELM Datei geschrieben und damit am Ende des GENF Durchlaufs alle QNR-Nummern überschrieben. Dann erfolgten eine neue Berechnung und ein weiterer Iterationslauf.

3.1.3.1 Optimierungsablauf:

1. Stabnummer auswählen.
2. Alle Schnittgrößen auslesen, daraus Bemessungsschnittgrößen wählen.
3. Querschnittsnummer wählen, damit werden die Querschnittswerte ausgelesen.
4. Ermittlung der Kenngrößen für die Nachweise.
5. Alle notwendigen Nachweise (Spannung, Biegeknicken, Biegedrillknicken) werden geführt.
6. Wenn Nachweise erfüllt sind, prüfen ob das Gewicht des aktuellen Querschnitts geringer ist, als das bisherige, dann ersetzen.

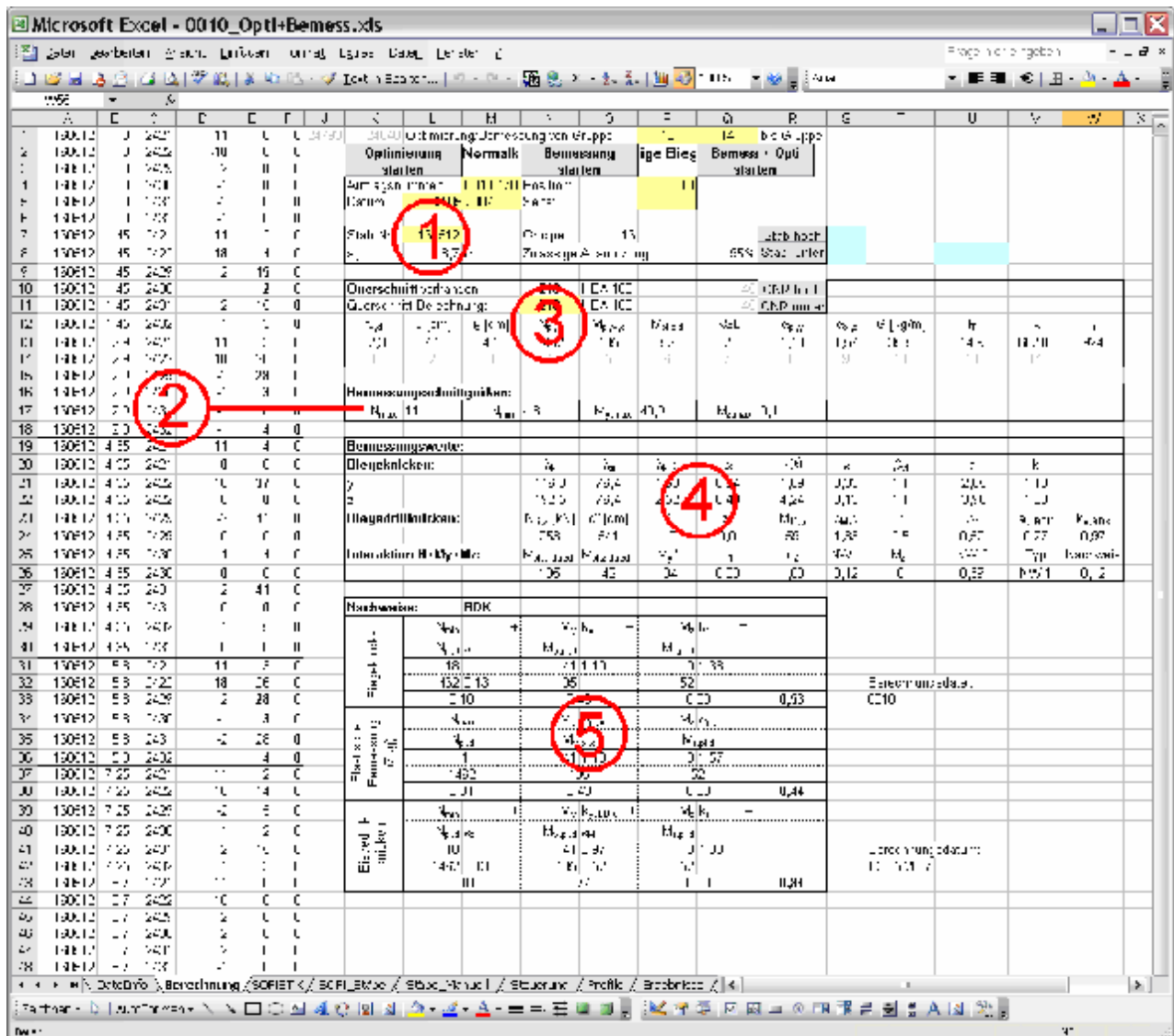


Abbildung 12: Optimierungs- und Bemessungswerkzeug

3.1.3.2 Steuerung der Optimierung:

Die Optimierung muss durch Randbedingungen gesteuert werden. Eine der wichtigsten war die Vorgabe von erlaubten Querschnittsformen pro Element. Das Ergebnis sollte eine leicht zu erstellende Konstruktion sein. So dürfen Pfosten und Diagonalen keine breiteren Querschnitte als Ober- und Untergurt haben. Auch wurde festgelegt, dass die Ober- und Untergurte als Durchlaufträger einer „Profilmfamilie“ angehören sollten. Für den Zuggurt der Längsträger des Hauptdachs wurde die Profilhöhe 300 mm gewählt, so dass die Profile HEA 300, HEB 300 und HEM 300 zur Auswahl stehen. Diese Vorgaben wurden über die Gruppennummern gesteuert. Ebenso wurde ein Knicklängenfaktor pro Gruppe eingeführt, so dass ein in der Mitte durch einen Knoten geteilter Stab mit der richtigen Knicklänge bemessen werden kann. Die Steuerung der Knicklänge wurde durch eine Tabelle verfeinert, in der für ausgewählte Stäbe entweder eine absolute Knicklänge oder ein beliebiger Knicklängenfaktor eingegeben werden kann. Die Anzahl der Gruppen ist bei GENF auf ca. 80 beschränkt, so dass eine relative grobe Gruppeneinteilung mit jeweils vielen Elementen gewählt werden musste. Allerdings verschlechtert sich die Handhabbarkeit des Modells mit steigender Gruppenzahl.

3.1.3.3 Bemessung

Die Bemessung erfolgte mit dem gleichen Verfahren, wobei automatische Ergebnistabellen für die statische Berechnung und zur Vorlage beim Prüfenieur erzeugt wurden. Zur Kontrolle wurden auch die grafischen Ausgaben der Spannungsberechnung aus AQB in der statischen Berechnung abgedruckt.

Laserhardt, André und Partner Beratende Ingenieurso. v.B. GmbH Stuttgart - Berlin - Dresden - Götting		Auftrags-Nr. H01 6170		Seite 13									
Laserhardt, André und Partner		Datum 03.05.2007											
Stab	Profil	s	Nmin	Nmax	My	Nz	Zwg	BK	BDK	h	My	Nz	GES
11807	HEA 300	3,85	0	0	42	0	0,10	0,09	0,10	0,00	0,10	0,30	3,10
11808	HEA 300	3,85	0	0	76	0	0,19	0,17	0,17	0,00	0,19	0,30	3,19
11809	HEB 300	3,85	0	0	73	0	0,14	0,15	0,15	0,00	0,14	0,30	3,14
11801	HEA 300	0,75	0	0	74	0	0,18	0,18	0,18	0,00	0,18	0,30	3,18
11802	HEA 300	0,75	0	0	74	0	0,18	0,17	0,17	0,00	0,18	0,30	3,18
11803	HEA 300	0,75	0	0	69	0	0,17	0,15	0,15	0,00	0,17	0,30	3,17
11804	HEA 300	0,75	0	0	64	0	0,16	0,14	0,14	0,00	0,16	0,30	3,16
11805	HEA 300	0,75	0	0	62	0	0,15	0,14	0,14	0,00	0,15	0,30	3,15
11806	HEA 300	0,75	0	0	64	0	0,16	0,14	0,14	0,00	0,16	0,30	3,16
11807	HEA 300	0,75	0	0	69	0	0,17	0,15	0,15	0,00	0,17	0,30	3,17
11808	HEA 300	0,75	0	0	74	0	0,18	0,17	0,17	0,00	0,18	0,30	3,18
11809	HEA 300	0,75	0	0	74	0	0,18	0,18	0,18	0,00	0,18	0,30	3,18
12000	HEA 300	3,85	-847	0	9	63	0,34	0,30	0,30	0,25	0,02	0,23	3,50
12001	HEB 300	3,85	-1294	0	22	61	0,32	0,35	0,35	0,31	0,03	0,22	3,55
12002	HEM 300	3,85	-1763	0	35	91	0,26	0,42	0,42	0,22	0,03	0,18	3,42
12003	HEB 300	3,85	-1395	0	18	34	0,19	0,48	0,48	0,39	0,02	0,13	3,48
12004	HEB 300	3,85	-1575	0	33	23	0,15	0,50	0,50	0,37	0,04	0,09	3,50
12005	HEA 300	3,85	-583	46	16	10	0,10	0,24	0,24	0,18	0,03	0,04	3,24
12006	HEB 300	3,85	-1575	0	33	23	0,15	0,50	0,50	0,37	0,04	0,09	3,50
12007	HEB 300	3,85	-1395	0	18	34	0,19	0,48	0,48	0,39	0,02	0,13	3,48
12008	HEM 300	3,85	-1763	0	35	91	0,26	0,42	0,42	0,22	0,03	0,18	3,42
12009	HEB 300	3,85	-1295	0	22	61	0,32	0,35	0,35	0,31	0,03	0,22	3,55
12010	HEA 300	3,85	-847	0	9	63	0,34	0,30	0,30	0,25	0,02	0,23	3,50
12011	HEB 300	3,85	-1290	0	20	64	0,33	0,36	0,36	0,30	0,03	0,23	3,36
12012	HEB 300	3,85	-1290	0	20	64	0,33	0,36	0,36	0,30	0,03	0,23	3,36
12013	HEA 300	3,85	-1888	0	11	65	0,34	0,29	0,29	0,30	0,02	0,27	3,29
20101	HEE 29C	3,50	2423	0	29	51	0,32	1,06	0,36	0,07	0,04	0,20	3,66
20102	HEM 300	3,50	-3139	0	47	51	0,27	1,33	0,33	0,05	0,04	0,18	3,63
20103	HEE 29C	3,50	-2524	0	21	34	0,15	1,27	0,28	0,02	0,03	0,14	3,27
20104	HEE 29C	3,50	3052	0	46	23	0,17	1,00	0,37	0,07	0,07	0,10	3,08
20105	HEE 29C	3,50	1444	0	7	19	0,08	1,42	0,41	0,34	0,03	0,20	3,42
20106	HEE 29C	3,50	-1817	0	48	23	0,17	1,28	0,37	0,07	0,04	0,10	3,37
20107	HEE 29C	3,50	-2525	0	21	34	0,15	1,27	0,28	0,02	0,03	0,14	3,27
20108	HEM 300	3,50	3137	0	52	51	0,27	1,33	0,33	0,05	0,04	0,18	3,63
20109	HEE 29C	3,50	2424	0	29	51	0,32	1,06	0,36	0,07	0,04	0,20	3,66
20110	HEE 29C	3,50	-1820	0	51	23	0,14	1,29	0,31	0,30	0,04	0,17	3,29
20111	HEE 29C	3,50	-2337	0	43	64	0,36	1,37	0,38	0,02	0,06	0,28	3,37
20112	HEE 29C	3,50	2337	0	43	64	0,36	1,37	0,38	0,02	0,06	0,28	3,37
20200	HEE 29C	3,50	2440	0	40	51	0,32	1,00	0,37	0,02	0,03	0,17	3,00
20201	HEM 300	3,50	-3732	0	65	42	0,18	1,31	0,31	0,07	0,04	0,18	3,31
20202	HEM 300	3,50	-4704	0	70	47	0,18	1,25	0,24	0,02	0,06	0,21	3,25
20203	HEM 300	3,50	3732	0	44	21	0,08	1,35	0,26	0,47	0,02	0,20	3,35
20204	HEM 300	3,50	4927	0	25	19	0,10	1,00	0,27	0,02	0,07	0,20	3,00
20205	HEE 29C	3,50	-1067	0	31	5	0,08	1,39	0,30	0,37	0,04	0,23	3,39
20206	HEM 300	3,50	-4868	0	38	13	0,10	1,38	0,37	0,02	0,07	0,29	3,38
20207	HEM 300	3,50	3737	0	44	21	0,08	1,35	0,24	0,47	0,02	0,20	3,35
20208	HEM 300	3,50	4704	0	70	47	0,18	1,25	0,24	0,02	0,06	0,21	3,25
20209	HEM 300	3,50	-3732	0	65	42	0,18	1,31	0,31	0,07	0,04	0,18	3,31
20210	HEA 29C	3,50	-2441	0	40	31	0,26	1,08	0,27	0,03	0,03	0,17	3,08
20211	HEE 29C	3,50	3121	0	61	28	0,20	1,00	0,38	0,04	0,05	0,17	3,00
20212	HEE 29C	3,50	3121	0	61	28	0,20	1,00	0,38	0,04	0,05	0,17	3,00
20213	HEM 300	3,50	-3095	0	62	20	0,10	1,47	0,47	0,31	0,04	0,24	3,47
20301	HEM 300	3,50	-4705	0	64	18	0,10	1,38	0,37	0,02	0,06	0,24	3,38
20302	HEM 300	3,50	3815	0	105	21	0,13	1,36	0,36	0,02	0,05	0,20	3,36
20303	HEM 300	3,50	4623	0	69	19	0,08	1,00	0,26	0,02	0,02	0,22	3,00
20304	HEM 300	3,50	-3735	0	115	15	0,13	1,35	0,35	0,02	0,04	0,23	3,35
20305	HEM 300	3,50	-3735	0	115	15	0,13	1,35	0,35	0,02	0,04	0,23	3,35
20306	HEM 300	3,50	3774	0	115	15	0,12	1,35	0,33	0,02	0,05	0,20	3,35

Abbildung 13: Bemessungsseite

Aufgrund der etwas komplizierten Lagerungsbedingungen der Hauptträger mit der Einspannung in den Seitendächern wurden die Pfosten der Hauptträger teilweise im Gesamtsystem mit Vorverformung nach Theorie 2. Ordnung nachgewiesen. Dazu war eine intensive Überarbeitung vieler Detailpunkte nötig, um das große Modell nach TH2 überhaupt bis zur Traglast iterieren zu können.

4 KONSTRUKTION

4.1 Stahlbaudetails

4.1.1 Längsträgeranschluss an den Hauptträger Süd

Am Hauptträger Süd treffen sich das Hauptdach und das Süddach. Das Süddach sollte biegesteif und das Hauptdach gelenkig und verschieblich an den Hauptträger angeschlossen werden. Daher wurden Doppelpfosten gewählt, die mit Stegen verbunden sind, an denen das Haupt- und Süddach angeschlossen werden konnten. Die Modellierung dieses Knotens erforderte den Einsatz unterschiedlicher Kopplungen und vieler Zusatzknoten.

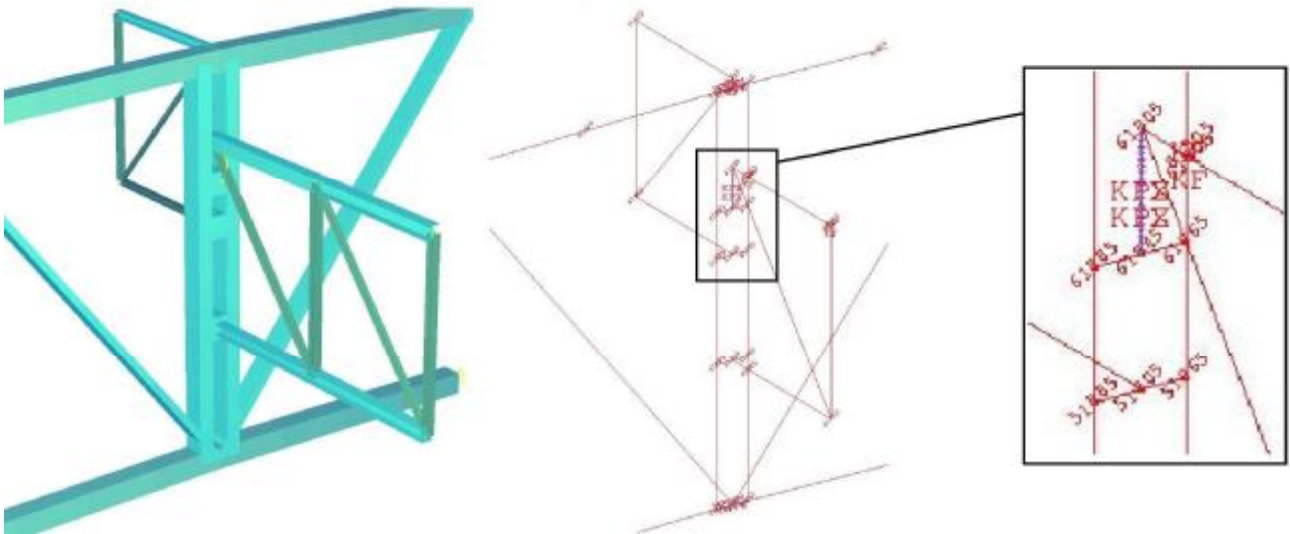


Abbildung 14: Detail des Gesamtmodells



Abbildung 15: Ausgeführtes Detail

Am Mittelpfosten werden zusätzlich die Horizontalkräfte aus der Aussteifung eingeleitet. Diese müssen über die letzte Pfettenlage hinweg bis zum Horizontallager gebracht werden, daher wurde das HEM 360 Profil dort mit Laschen zu einem Kastenprofil geschlossen und der Versatz über Biegung aufgenommen.

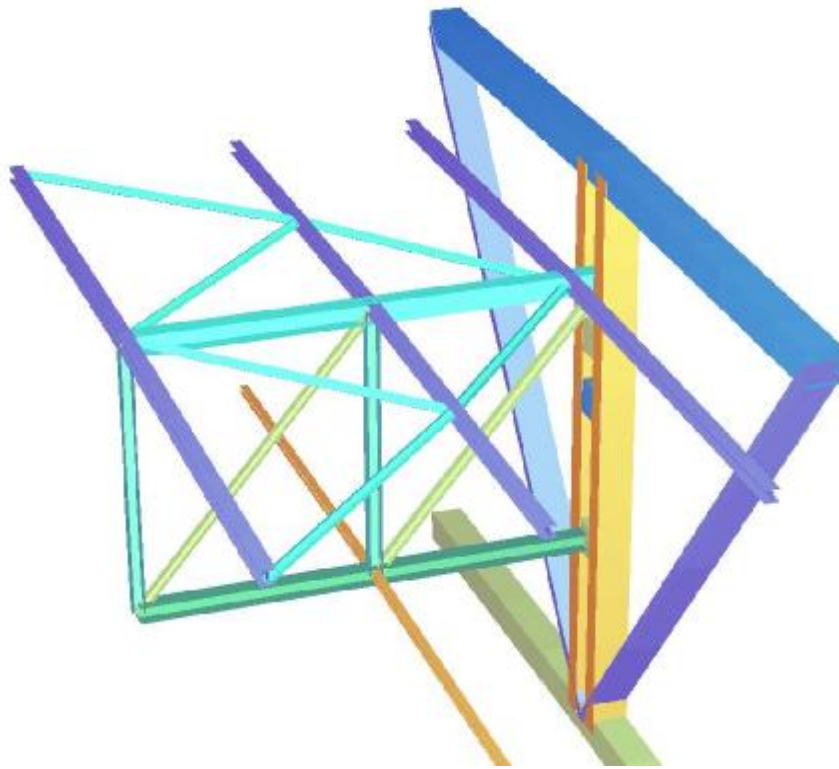


Abbildung 16: Detail des Gesamtmodells

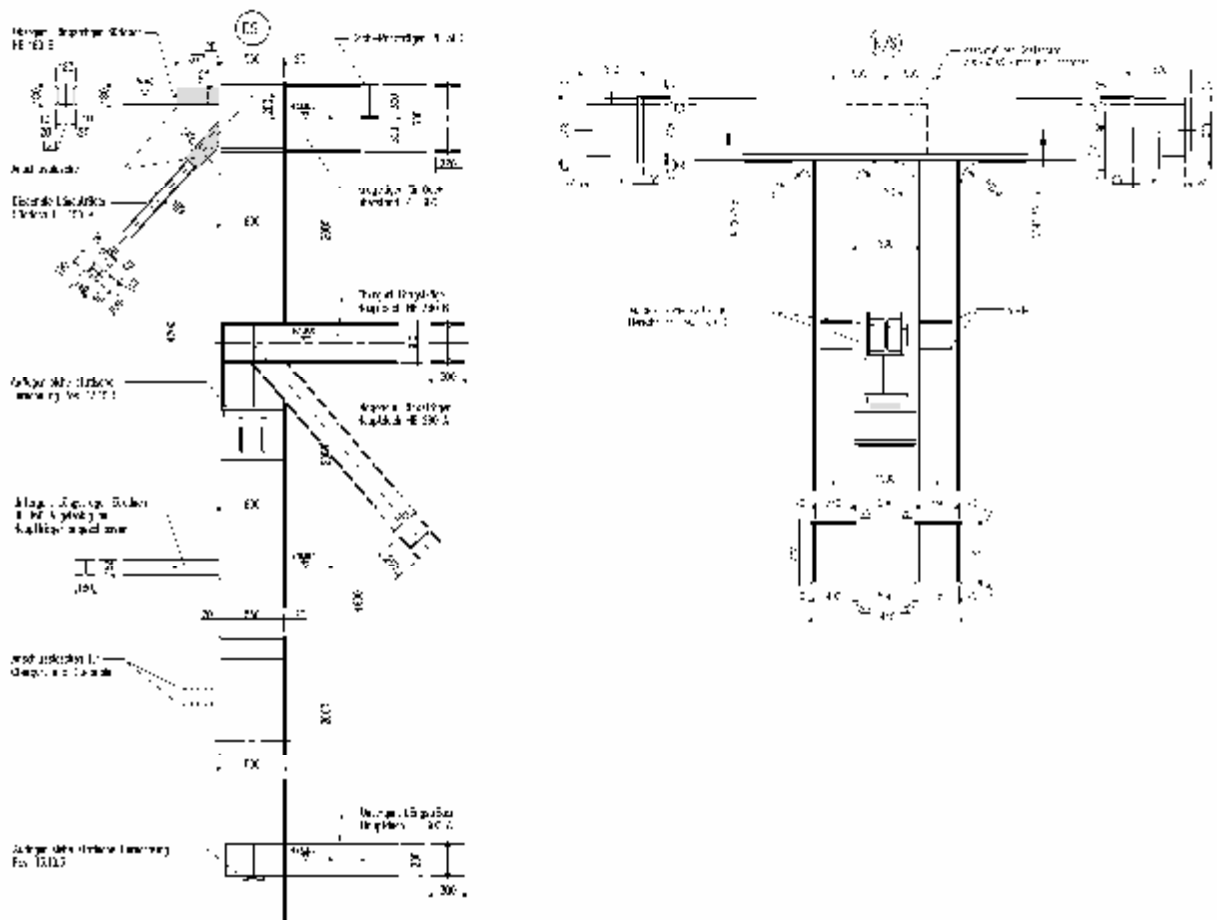


Abbildung 17: Ausführungsplanung LAP

4.1.2 Anschluss Norddach an Hauptträger Nord

Die unterschiedlichen Verschiebungen zwischen Norddach und Hauptträger Nord mussten durch sorgfältige Detaillierung der Auflagerbedingungen aufgenommen werden. Dazu wurde der Verbund im letzten Feld vor dem Hauptträger gelöst (keine Kopfbolzendübel eingebaut und eine Gleitfolie eingelegt), damit der Obergurt als Pendelstab wirken kann. Die Stahlbetonplatte lagert auf einem Fertigteilbalken, der verschieblich auf dem Fachwerkobergurt aufliegt. Damit kann sich der Hauptträger „unter dem Norddach hinweg“ bewegen.

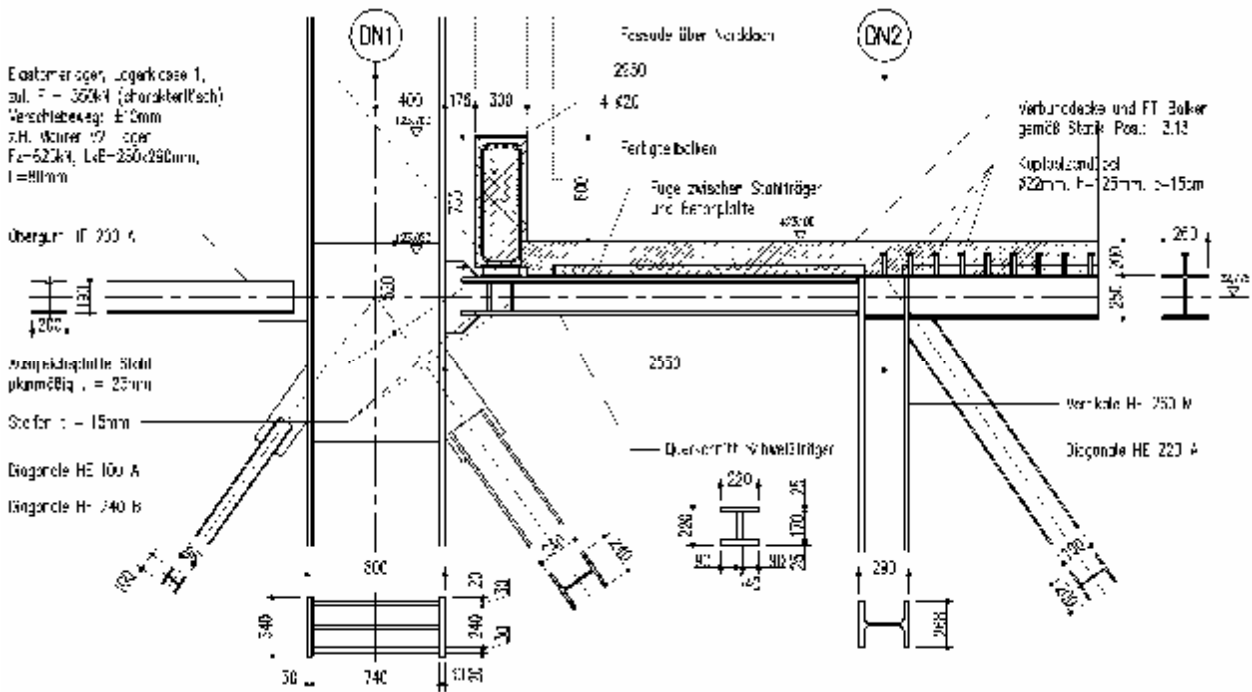


Abbildung 18: Ausführungsplanung LAP



Abbildung 19: Ausgeführtes Detail

4.1.3 Catwalks

Die Ausarbeitung der Catwalks war sowohl in der Genehmigungs- und Ausführungsplanung, als auch in der Montageplanung mit überproportional viel Aufwand verbunden. Da die Untergurte der Fachwerke dem gewölbten Verlauf des Dachs folgen, mussten viele verschiedene Lösungen mit

Rampen oder Treppen gefunden werden. Die mehrmalige Änderung der Lage der Catwalks im Zuge der Genehmigungsplanung mit jeweils vollständiger Lastermittlung war deshalb sehr zeitaufwändig.

Da die gesamte Verkabelung für Scheinwerfer etc. unterhalb der Lauffläche auf einem Trapezblech geführt wird und alle Gitterroste herausnehmbar sind, waren besonders die Anschlusspunkte so zu detaillieren, dass die Kabel problemlos eingelegt werden können.

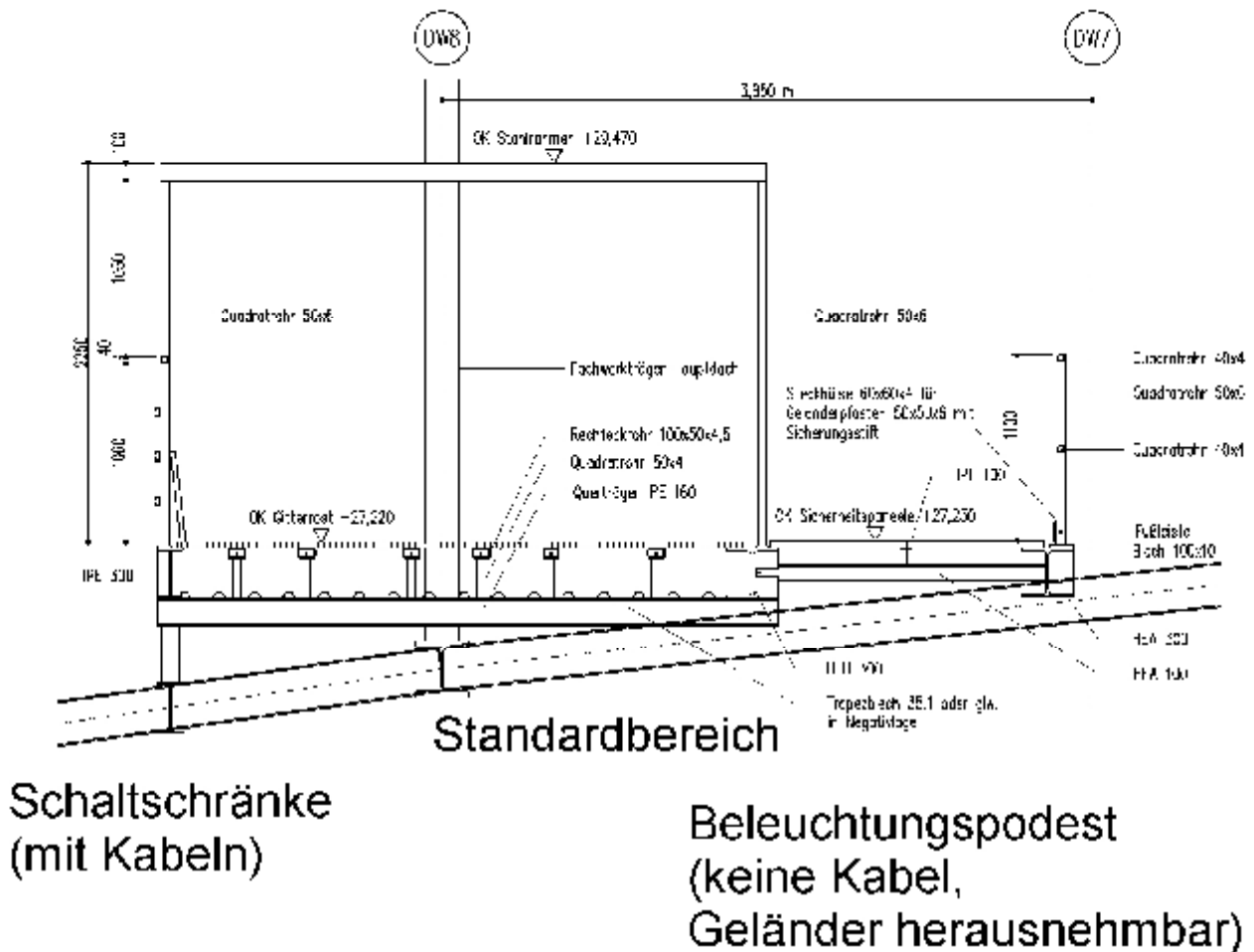


Abbildung 20: Ausführungsplanung LAP

4.2 Megastützen

Die 4 Stahlbetonstützen des Dachtragwerks wurden im Gesamtmodell mitmodelliert, weil das Biegemoment in der Kragstütze und die horizontalen Anschlusskräfte auf Höhe der Stahlbetonebenen der Arena stark von der Steifigkeit der Stützen abhängen. So bewirkt der Zwang aus Temperaturverformungen der Hauptträger hohe Horizontalkräfte am Stützenkopf. Wenn nun die Stützen steifer gemacht werden, steigen auch die Horizontalkräfte weiter an. Außerdem sollten die Stützen möglichst nach außen an die Ebenen gedrückt werden, da sonst die Verankerungskräfte zu groß geworden wären. Es wurden daher Stützen mit Durchmesser 1,30 m in Beton der Güte C70/85 ausgeführt.

5 WERKSTATTPLANUNG UND MONTAGE

5.1 Werkstattplanung

Die Werk- und Montageplanung wurde von der ARGE Stahlbau erstellt, die sich aus den Firmen Haslinger aus Kärnten in Österreich und Stahlbau Queck aus Düren in Deutschland, zusammensetzt. Die Planungsbüros stellten die Knotenstatik auf Grundlage der von LAP gelieferten Schnittgrößen aus dem SOFiSTiK-Modell auf und erstellten 2196 Werkstatt- und Übersichtspläne (allein 823 davon für die Catwalks).

5.2 Montageablauf

Die Fachwerkträger wurden stabweise aus den Werkstätten in Kärnten und Düren geliefert und vor Ort in Berlin zusammengesetzt. Die Hauptträger wurden vollverschweißt mit Blechstärken bis zu 55 mm, die Längsträger wurden geschraubt. Die Montage wurde von der Firma Industriemontage Leipzig äußerst effektiv durchgeführt.

Zunächst wurden die beiden Hauptträger in jeweils zwei Teilen auf einem Gerüsturm in Feldmitte abgesetzt und die Stöße verschweißt.



Abbildung 21: Montage des Hauptträgers Nord

Dann wurden die Türme abgelassen und dienten nur noch der horizontalen Stabilisierung der Träger. Die Seitendächer wurden eingehoben und verschraubt. Anschließend wurden die Filigranplatten auf das Norddach aufgelegt und der Aufbeton betoniert.

Die Längsträger des Hauptdachs wurden im Tandemhub mit temporären Aussteifungen eingehoben. Durch die verschiebliche Auflagerung auf dem Südträger gab es hier keine Toleranzprobleme.

5.3 Vorspannung

Die Vorspannabfolge der Auskreuzungselemente wurde von LAP im Auftrag der ARGE Stahlbau am Gesamtsystem berechnet und ein Vorspannhandbuch für alle 176 Stäbe erstellt. Die Ausführung wurde mit Dehnmessstreifen und über das Manometer der Hydraulikpressen kontrolliert und exakt protokolliert. Die Übereinstimmung der Vorspannergebnisse mit den Berechnungen war ausreichend gut, so dass nur wenige Korrekturen vorgenommen werden mussten.

5.4 Flächengerüst

Während der Stahlbaumontage stellte sich heraus, dass zur Montage der Haustechnik und zum Vorspannen der Stäbe ein flächendeckendes Gerüst ins Dach gehängt werden sollte. Diese hohen Lasten waren in der statischen Berechnung nicht vorgesehen, so dass die Umverteilung der angesetzten Lasten vom Planer des Flächengerüsts in enger Abstimmung mit LAP und dem Prüfsingenieur exakt gerechnet werden mussten. Da sogar die Schneelast abgemindert worden war und die Montage zwischen Dezember und März erfolgte, ersparte ein schneefreier Berliner Winter der Baufirma das Schneeräumen auf der gesamten Dachfläche.



Abbildung 22: Flächengerüst

6 PROJEKT BETEILIGTE

Der Autor möchte allen am Projekt Beteiligten für die gute Zusammenarbeit danken:

Architekt: HOK SVE, Kansas, USA und JSK SIAT, Berlin

Prüfingenieur: Dipl.-Ing. Seiler, Berlin

ARGE Arena: Müller-Altvatter und HBM, jetzt BAM

ARGE Stahlbau: Haslinger Stahlbau, Österreich und Stahlbau Queck, Düren

IMO Leipzig

Tragwerksplanung, Leistungsphasen 1 bis 6 und 8:



Leonhardt, Andrä und Partner

Rosenthaler Straße 40/41

10178 Berlin

www.lap-consult.com