Ein Brückenhaus

Neubau der Barmenia Krankenversicherungen in Wuppertal

Dipl.-Ing. Jörg Wiesmann

Zusammenfassung:
Der vorliegende Aufsatz beschreibt Entwurf, Konstruktion und Berechnung des Neubaus der Hauptverwaltung der Barmenia Versicherungen in Wuppertal.
Das Gebäude besteht aus drei Büroriegeln über einem im Hang liegenden Sockelbaukörper. Der Neubau erfolgt im laufenden Betrieb der Hauptverwaltung unter Einbezug einiger bestehender Gebäude. Einer der Büroriegel überspannt daher mit 40 m berührungslos eines der Bestandsgebäude. Es entsteht eine 40 m lange, 16 m breite und 9 Geschosse hohe Büro-Brücke. Diese Abfangung besteht aus zwei in den Längsfassaden angeordneten unterspannten Vierendeelträgern von 12 m Höhe und 26 cm Breite. Dazwischen hängen fischbauchartig gekrümmte Verbunddecken mit 16 m Spannweite, in deren Bauch sämtliche Haustechnik-installation liegt. Die Bemessung der stählernen Abfangträger aus S355 und S460 sowie der Fischbauchdecken erfolgte nach dem Verfahren plastisch-plastisch unter Berücksichtigung einer Fliesszonenbildung.

1 BAUBESCHREIBUNG

Die Hauptverwaltung der Barmenia Krankenversicherungen Wuppertal wird erweitert. Zwei der vorhandenen Bestandsgebäude sind technisch abgängig (u. a. wegen Asbest). Weiterhin besteht Erweiterungsbedarf für Schulungsräume und Bürofläche. Im Jahr 2001 erhielt die agiplan integrale Bauplanung (Duisburg und Mühlheim) den Generalplanungsauftrag für die erforderlichen Baumaßnahmen. Schülke und Wiesmann erbringt die Tragwerksplanung.
Es entstehen drei Büroriegel von 67x17m Grundfläche. Die Riegl werden 7-geschossig ausgeführt, die statische Berechnung berücksichtigt zusätzlich ein Aufstockungsreserve von 2 Geschossen. Die Büroriegel werden im Erdgeschoss und durch die im Hang liegenden Untergeschosse miteinander verbunden. Diese Sockelgeschosse haben Abmessungen von 67m x 121m. Auf der Hangseite liegt ein Untergeschoss mit 6m Geschosshöhe, auf der Talseite existieren 2 Untergeschosse. Unter dem Gebäude befinden sich Medien- und Lüftungskanäle. Weiterhin gehört eine 50x121m große, dem Gebäude hangseitig vorgelagerte Tiefgarage zu den Neubauten.

Abbildung 1: Visualisierung des Neubaus

Die Büroriegel sind in Stahlbeton-Skelettbauweise mit innenliegendem Kern errichtet. Die Geschossdecken zwischen Kern und Fassade bzw. zwischen Fassade und Fassade sind fischbauchartig mit einem Stich von 95cm nach unten gebogen. Die tragende Betondecke liegt dabei unten, der Bürofußboden ist ein aufgeständerter Hohlraumboden. Die Decken tragen zum Teil als konventionelle wenn auch gebogene Flachdecke mit 20cm Dicke im Kernbereich, zum Teil als Schalendecke mit 16cm Stärke mit bis zu 16m Spannweite in beide Richtungen. Die Decken sind mit einer Betonkerntemperierung versehen.

Teile des ersten Büroriegels überspannen mit 40m berührungslos ein Bestandsgebäude. Hier befinden sich 2 geschweißte, stählerne Abfangträger in den Seitenfassaden des Riegels. Diese Träger sind 12m hohe und 40m lange Vierendeelträger, mit 4 x 4 m Achsmaschenweite. Um auch im Bereich der Abfangung ein gleiches Erscheinungsbild wie bei den konventionellen Gebäudeteilen zu erreichen, sind die Gurte der Träger als Hohlkästen mit 260x760 mm Außenabmessung in bis zu 50mm Wandstärke ausgeführt. Die Pfosten sind 260x660 mm groß. Pfosten wie Riegel werden aus S355 bzw. in den Kreuzungspunkten aus S460 gefertigt.

Die Vierendeelträger sind zur Verstärkung mit zwei Zugdiagonalen unterspannt, die von den äußeren Hochpunkten über den Stützen zur Feldmitte über 3 Felder verlaufen. Die Diagonalen bestehen aus einem massiven Flachstahl 450x120mm aus S460.

Die Abfangträger lagern auf vier stählernen Megastützen, die ihre Lasten über stählerne Fundamente direkt auf den anstehenden Fels bzw. hangseitig auf Bohrpfähle abgeben.

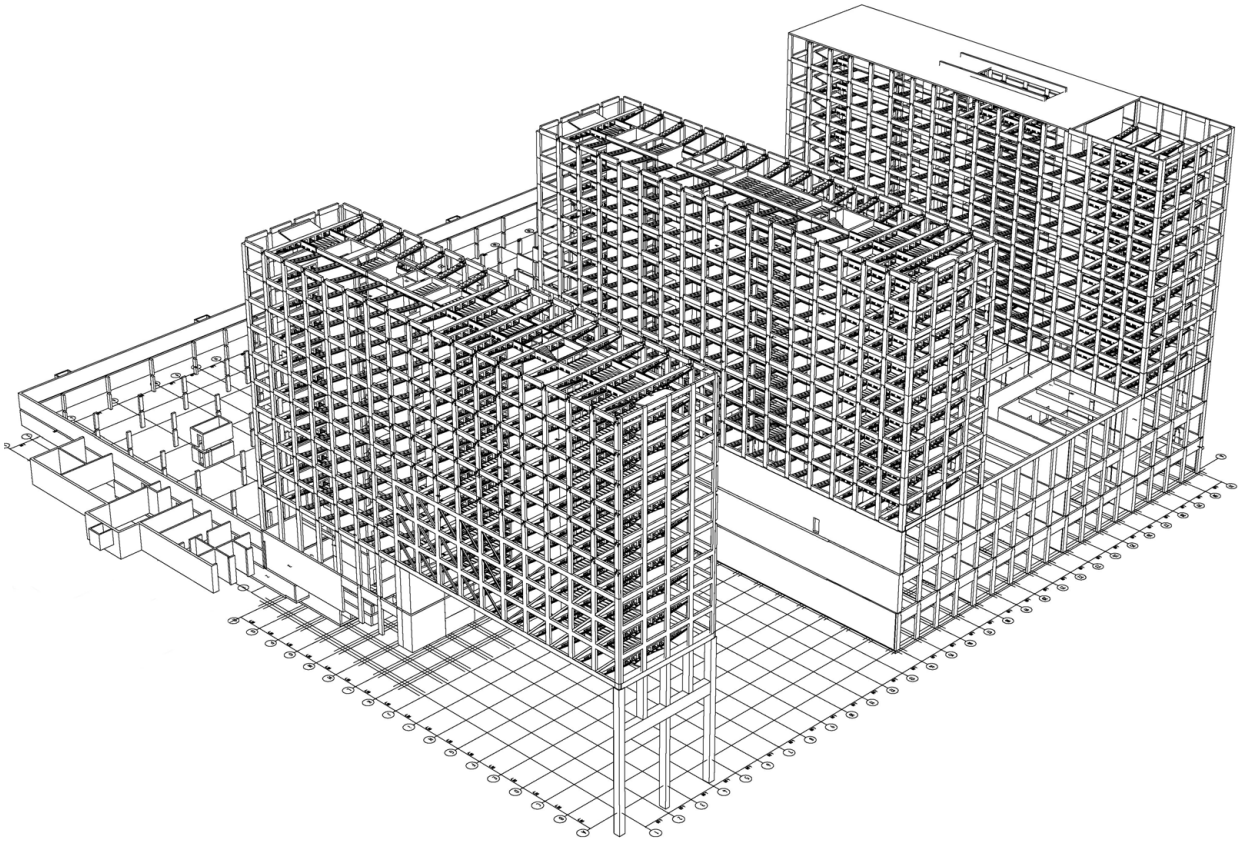


Abbildung 2: Isometrie Gesamttragwerk

2 AUFGABENSTELLUNG TRAGWERKSPLANUNG (ENTWURF)

2.1 Allgemein

- Integration einiger Bestandsgebäude in den Neubau
- Bau im laufenden Betrieb
- Nahtlose Verflechtung von Tragkonstruktion und Gebäudetechnik
- keine Eingriffe in bestimmte Bestandsgebäude, insbesondere unterhalb Riegel 1
- Strenge geometrische Vorgaben, bezüglich des Rasters
- Zurückhaltende Erscheinung der Konstruktion

2.2 Riegel 1 (Brückentragwerk)

- Brückentragwerk mit 40m Spannweite
- Dazwischenliegende Geschossdecken mit 16m Spannweite
- Integrierte Gebäudetechnik
- Konzeptionell „einfacher“ Brandschutz
- Begrenzung von Verformungen im Brückenbereich (vertikal und auch horizontal, aufgrund der fehlenden Aussteifung durch das zweite Treppenhaus)

2.3 Sonstige Baukörper

- Fugenlose Bauweise, Rissbreitenbeschränkung für alle Bauteile
- Gleiche (Sichtbeton-) Deckengeometrie in allen Riegeln auch bei vollständig unterschiedlichen Tragwerken
- Herstellung in Bauabschnitten mit maximal 6 Tagen „Sperrpause“ während 4 Jahren Bauzeit
- Schlanke Stützen in den Untergeschossen maximal 30x80 cm bei 6,5 m Länge

3 KONSTRUKTION

Im Folgenden wird auf einige konstruktive Besonderheiten vertiefend eingegangen. Aufgrund seiner besonderen Bauart liegt hierbei ein Schwerpunkt auf dem Riegel 1

3.1 Fischbauchdecke / Deckenschale

Im ersten der Büroriegel spannen sogenannte Fischbauchdecken zwischen in den Längsfassaden angeordneten Abfangträgern. Die Schalendecke wird Abstand von 4 m von Verbundträgern versteift. Der Zuggurt der Verbundträger wird im Bauzustand von einem hutförmigen Vollstahl gebildet, der Obergurt ist ein stählerner Hohlkasten. Ober- und Untergurt sind durch Pfosten vierendeelartig verbunden. Die Schalung und der „Frischbeton“ werden an diese Stahlträger angehängt. Nach dem Erhärten des Beton werden weitere Lasten durch die gekrümmte untere Betonschale und deren Bewehrung aufgenommen, die Verbundsicherung erfolgt über Kopfbolzendübel, die vor allem an den Enden der Träger auf den Stahluntergurt aufgeschweißt sind.

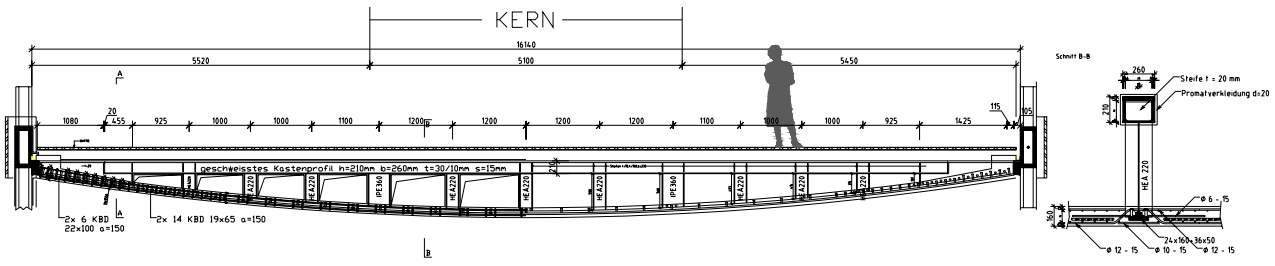


Abbildung 3: Querschnitt der Fischbauchdecke mit Verbundträger

Dieser auf den ersten Blick etwas unlogische Verbundträger – Beton unten in der Zugzone, Stahl oben als Druckgurt – erfährt seine volle Berechtigung aus der integral mit dieser Konstruktion verwobenen Haustechnik, die den entstehenden Hohlraum des Fischbauchs für Lüftung und Medienversorgung nutzt, ohne die Decke brandschutztechnisch aufwändig durchdringen zu müssen. Weiterhin kann durch die Versorgung von unten auf eine Abhangdecke verzichtet werden und die Klimatisierung der Büros mit Hilfe einer Betonkerntemperierung der Decken ist möglich.

Die Fischbauchform bietet zudem den Vorteil, einer geringen Bauhöhe an der Fassade, und somit viel Licht an den Arbeitsplätzen, während nur im Kernbereich mit den Nebenräumen die lichte Raumhöhe geringer ist.

3.2 Vierendeelträger

Nach zahlreichen Variantenuntersuchungen bezüglich möglicher Abfangung (reiner Fachwerkträger –> viele Diagonalen, auffällige Sichtbehinderung/ reiner 7-geschossiger Vierendeelträger –> sehr teuer) entstand das Konzept eines „unterspannten Vierendeelträgers“ (Abk. UVDT), der in 6 Fenstern eine „störende“ Diagonale hat, die anderen Fenster jedoch freilässt. Aus architektonischen Gründen sollte die Konstruktion so wenig auffällig wie möglich sein und sich in das 1m breite Bandrasters der restlichen Konstruktion einpassen. Somit standen nur ca. 30x 70 cm für die Trägerprofile zur Verfügung. Dies bedingte bei den recht großen Vertikallasten – in Summe 80 MN – gedrungene Querschnitte aus für den Hochbau vergleichsweise starken Blechen.
Der Vierendeelträger ist mit den Fischbauchdecken mit in Trägerrichtung längsverschieblichen Knaggen verbunden. Die Decken erfahren somit keine Längskräfte aus dem UVDT, die Gurte der Abfangung werden aber durch die Decken und die Stahlbetonerschließungskerne stabilisiert. In der talseitigen Stirnfassade wird zusätzlich über alle 7 Geschosse ein vertikaler stählerner Vierendeelträger angeordnet, um horizontale Belastungen und Verformungen des Riegels zu verringern. Der in den Riegeln 2 und 3 vorhandene vordere Stahlbetontreppenhauskern ist im Riegel 1 nichttragend ausgeführt, da er im Bereich der Überbauung steht und somit nicht gegründet werden kann.

Abbildung 4: Bauzustand, Fischbauchträger im UVDT eingehängt

3.3 R2, R3, Sockelgeschosse und TG

Bis auf eine Trennfuge zwischen Gebäude und Tiefgarage ist der Neubau fugenlos.
Die Zwischenbauten und die Tiefgarage sind mit schlaff bewehrten Flachdecken in einem 8x8m Stützenraster ausgeführt. Im Zwischenbau Zwischen Riegel 2-Riegel 3 kommen Unterzugdecken zur Ausführung. In allen Bauteilen ist die Rissweite auf 0,4mm beschränkt.

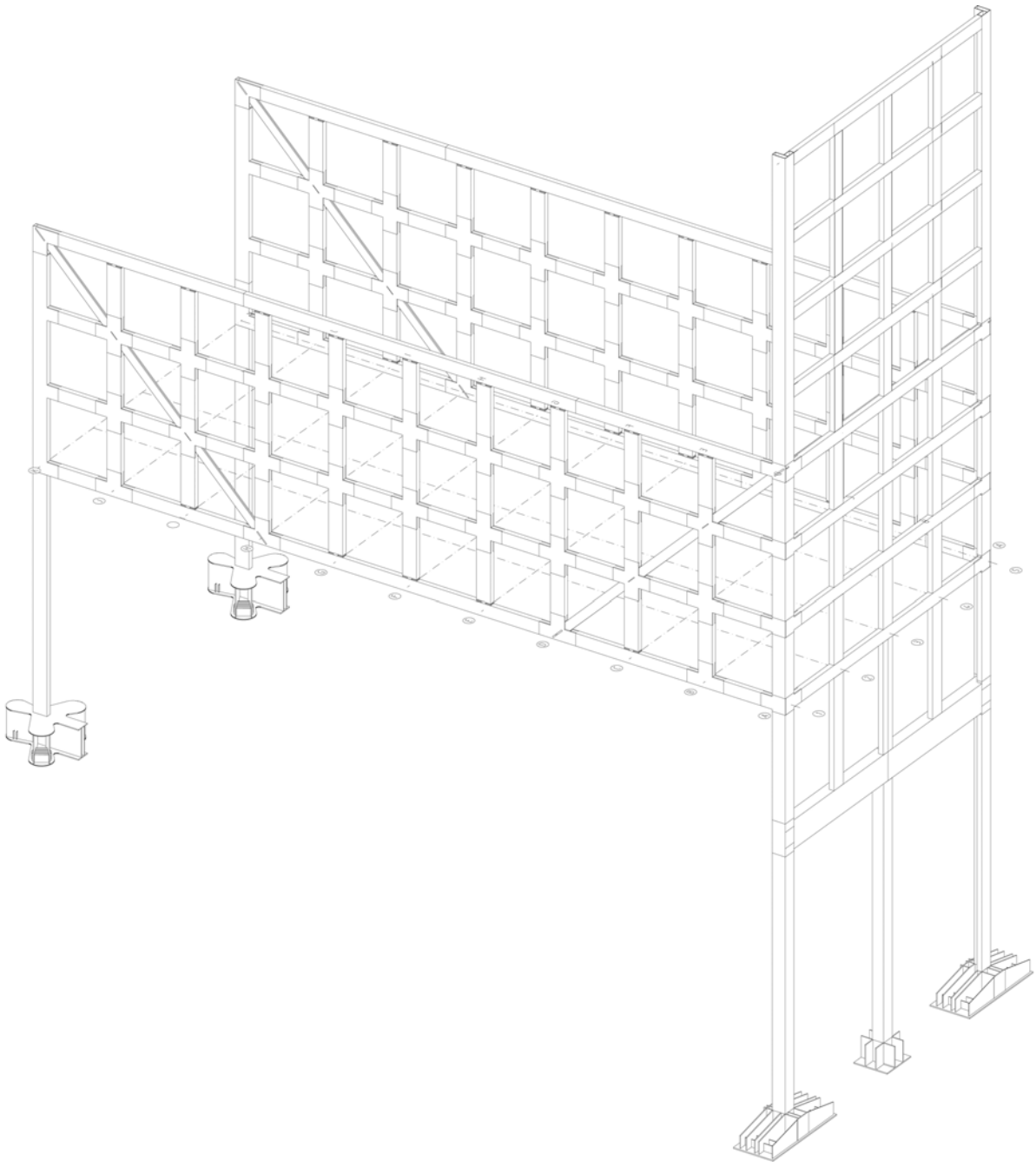


Abbildung 5: Isometrie des Brückentragwerks (der UVDT)

4 STATISCHE BERECHNUNG DES RIEGELS 1

4.1 Kerne

Die Kerne der Riegel wurden als Faltwerk aus Quad-Elementen modelliert. Es erwies sich als zweckmäßig, das Rechenmodell insoweit zu parametrisieren, daß es zum einen schon zu Entwurfszeiten mit grober Netzteilung analysiert werden konnte und zum anderen später für die Genehmigungsplanung feiner diskretisiert und um weitere Geometrieangaben ergänzt eine gute Arbeitsgrundlage bildet.
Durch die somit mögliche frühezeitige Visualisierung der Tragwerksplanung war die Kommunikation mit den Architekten vereinfacht und Bauherr wie Controller waren schon im Entwurf leichter von der geleisteten Arbeit zu überzeugen. Selbst wenn ein TGA-Planer im Begriff stand, alle bisher erarbeiten Konzepte über Bord zu werfen, konnte man aufgrund der „eindrucksvollen“ FE-Modelle leicht darauf verweisen, wie weit die Arbeit schon gediehen ist, und welche Kosten somit durch die Änderungen entstünden.
Bei aller Vorliebe für Rechungen am Gesamtmodell - aus diesen und vielen andern Gründen - war es bei einem Bauvorhaben dieser Größe trotzdem notwendig, den Baukörper in Teile zu zerlegen. So wurden für die Kernberechnungen die Decken der Riegel nur über Stabelemente mit einer horizontalen Steifigkeit erfasst. In den Untersuchungen der Abfangung waren wiederum die Kerne als Stäbe abgebildet. Weiterhin gab es verschiedene Rechenmodelle für die Decken.

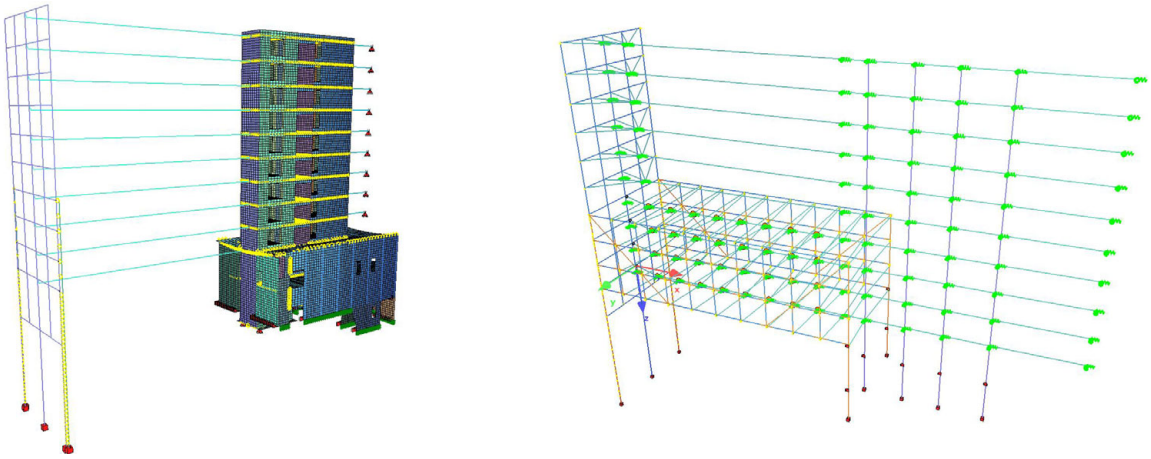


Abbildung 6: Rechenmodell Kerne, Rechenmodell Abfangung

4.2 Fischbauchdecken

Zum Nachweis der Fischbauchdecken im Riegel 1 kamen drei verschiedene Rechenmodelle zur Anwendung. Der eigentliche stählerne Fischbauchträger wurde mit einem Quad-Stab-Modell analysiert.

Die Auflagerbereiche wurden mit Quad-Elementen diskretisiert. In Trägermitte, mit etwas klareren Lastabtragsverhältnissen wurde ein Stabmodell an die Quad-Trägerenden angeschlossen - über einen Stern sehr steifer gewichtsloser Stäbe. Der je nach Bauabschnitt sehr stark plastizierende Fischbauchträger-Untergurt wurde über die gesamte Trägerlänge aus Quad-Elementen abgebildet. An diese Flächenelemente schließen senkrecht stehende Stäbe zur Erfassung der Kopfbolzendübel an. Da in dem ersten Modell im Wesentlichen das Tragverhalten des Stahlträgers interessierte, wurden die Betonplatte und die in ihr liegende Längsbewehrung über Fachwerkstäbe modelliert , die durch die Kopfbolzenstäbe miteinander verbunden sind. Dem Bauablauf folgend wurden dann die einzelnen Lasten aufgebracht:

1. Frischbeton hängt inkl. Schalung am Stahlträger, in diesem Zustand ist der Untergurt des Stahlträges zu etwa 98% ausgenutzt
2. Der Beton wird hart, die Schalung wird entfernt (Entlastung der Stahlträger durch das Gewicht der Schalung)
3. Weitere Lasten werden aufgebracht, der Stahluntergurt des FBT kann keine Lasten mehr aufnehmen und beginnt zu fließen (Über: `Syst...nmat ja,` und `dehn ksv uld`)
4. Die Kopfbolzendübelstäbe leiten weitere auftretende Zugkräfte in die Bewehrung bzw. in die „Betonfachwerkstäbe“ ein.
5. Je nach Nachweissituation (GZT – GZG) kann der Betonstab dabei Kräfte (bis zu einem bestimmten Maß – der Rißschnittgröße) aufnehmen oder nicht.

An diesem Modell wurden alle Nachweise des Stahlträgers und der Verbundsicherung, inkl. Kriechen und Schwinden durchgeführt. Hieraus ergab sich auch die notwendige Zugbewehrung der Betonplatte (d=8mm alle 10cm, oben und unten)
Der Nachweis der Verbindung der Betonplatte mit dem Stahluntergurt - der Auflagerung - wurde über eine Fachwerkmodell-Analogie geführt.

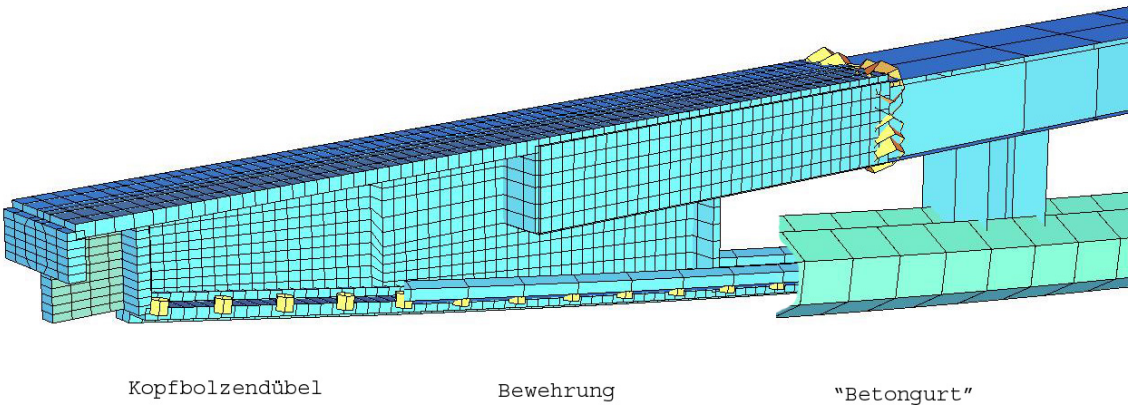


Abbildung 7: Detailansicht Fischbauchträegr

Um genauere Aussagen zum Tragverhalten der Betonplatte quer zwischen den in 4m Abstand liegend Stahlträgern, sowie längs zu den Trägern bzw. in „Schalenrichtung“ treffen zu können, wurde ein weiteres Trägermodell entworfen, in dem die Betondecke aus Quad-Elementen abgebildet wird, der Stahlträger etwas gröber über Stabelemente. Die Schalung bestand aus Balken, die sämtliche Knoten der Betonplatte fassen und die in einer separaten Gruppe liegen. Mit Erhärten des Betons wir diese Gruppe ausgeschaltet, der Beton hat aber die Vorverformung aus der Schalung erfahren. An diesem Modell wurden vor allem die Nachweise zur Rissbildung in der Betonplatte geführt, die aufgrund der großen Sichtbetonunterflächen der Decke, sehr Wichtig waren. Die Risse wurden rechnerisch auf weniger als 0.15mm beschränkt.

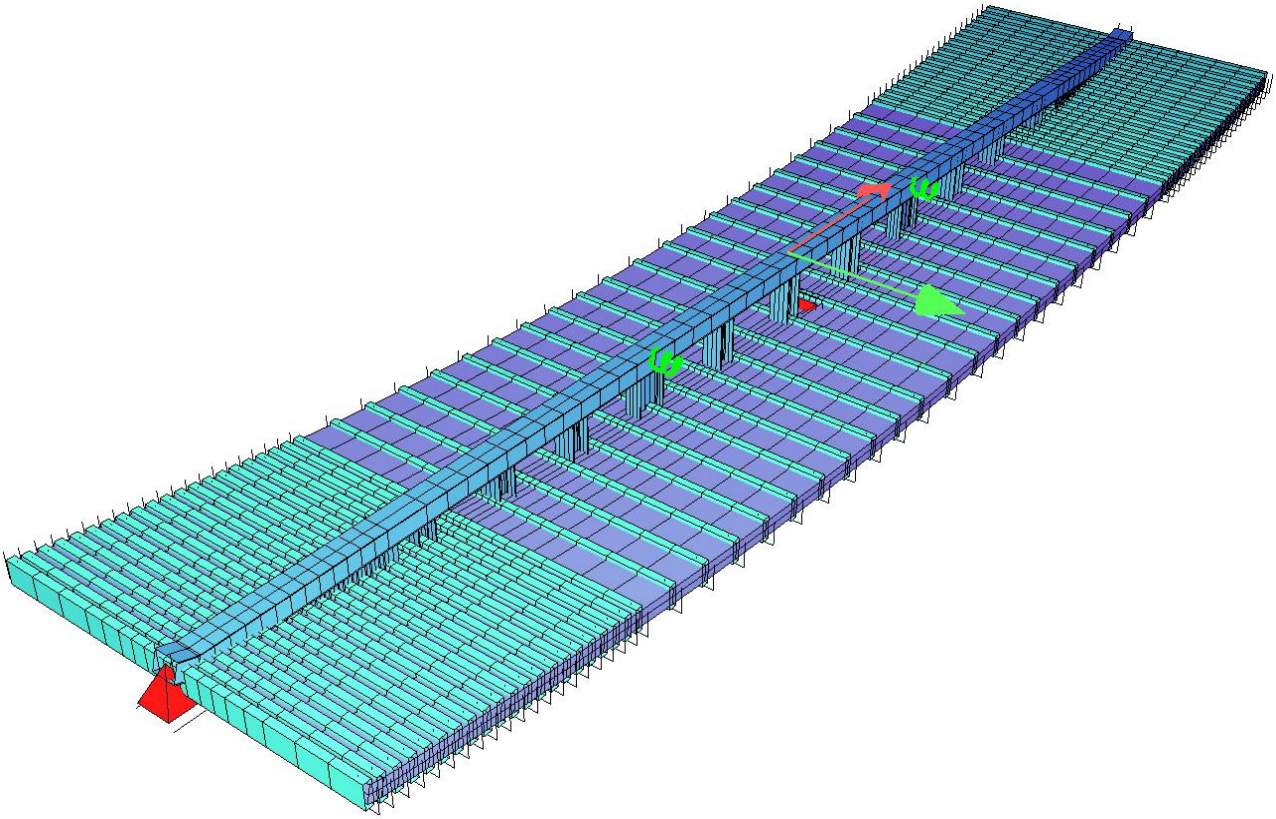


Abbildung 8: Rechenmodell Fischbauchdeckenplatte

Zu letzt wurde das Tragverhalten der vergleichsweise weichen Schalendecken im Übergang zu dem sehr steifen Kernbereich untersucht. Hierbei erfahren die Fischbauchträger eine Zwangs-verformung analog zur Biegelinie der Abfangträger. Es bilden sich Spannungskonzentrationen an den Kernecken. Diese konnten durch ein kragarmartiges Verlängern der Kernwände in die Schale hinein verringert werden (siehe Abb. 9).

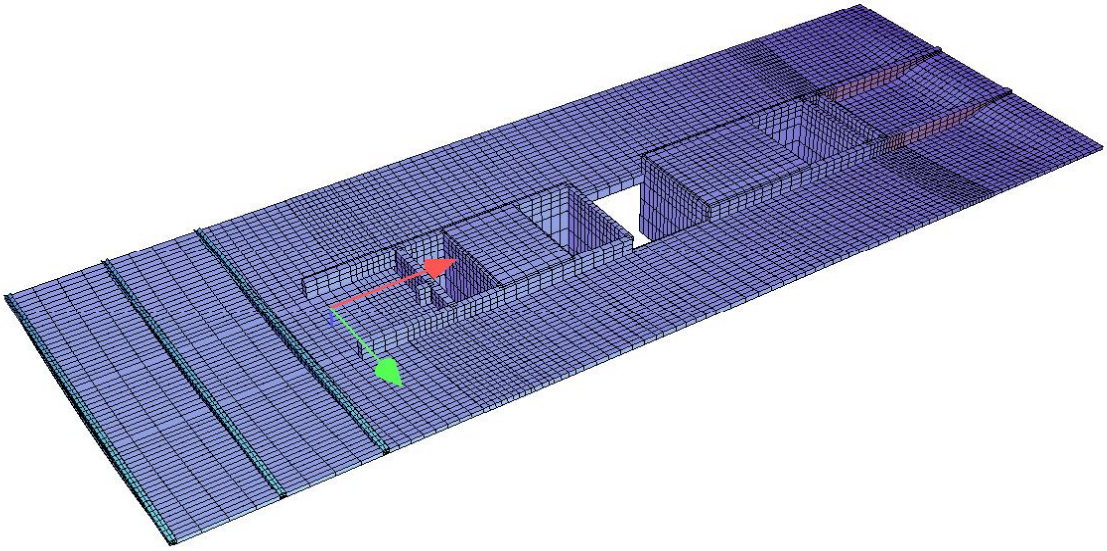
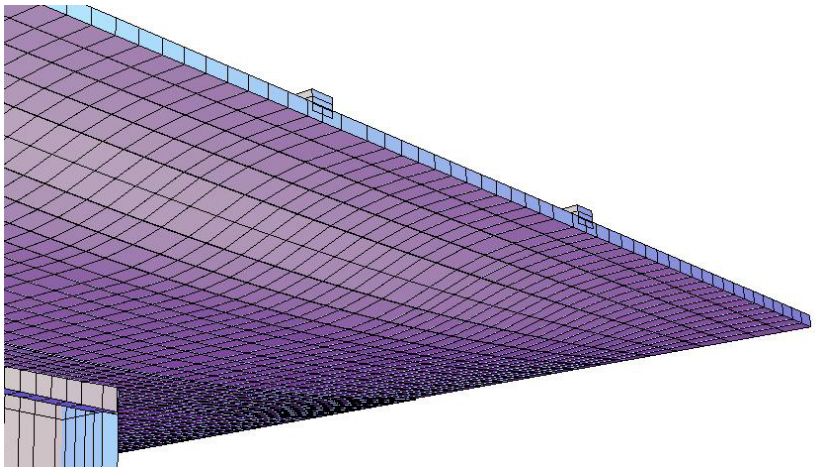
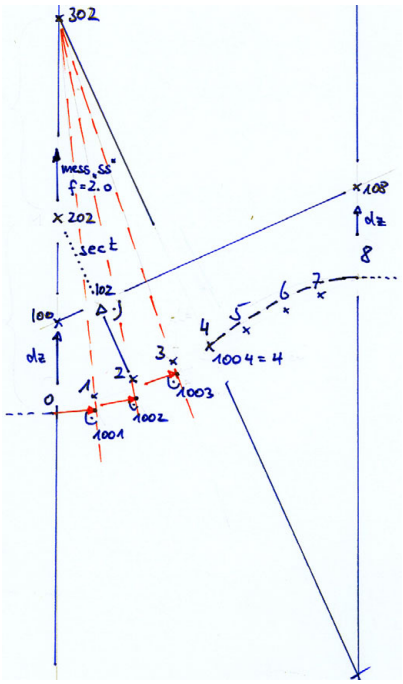


Abbildung 9: Rechenmodell Gesamtdecke

Die gebogenen Decken sollten zu den Stirnseiten doppeltgekrümmt auslaufen. Die Modellierung der unten abgebildeten Form erwies sich auch mit cadinp im genf als sehr einfach und konnte ohne „Rechenschritte“, lediglich über die geometrischen „`alin`“ und „`sect`“ Befehle durchgeführt werden.






```
$ Erzeugen einer stetigen Doppelkrümmung mit genf
$ Knoten „0“ ist selbstverständlich zu ersetzen
   tran von   0 bis   8 delt  1 dz -1.0 aend ja dnr 100
   rast k1    0 k2    8 m     8 aend ja
   alin nr  102 nr1 100 nr2 108 nr3   2
   sect nr  202 nr1   0 nr2 100 nr3  20 nr4 102
   alin nr  302 nr1   0 nr2 202 mess ss f 2.0
   alin nr 1001 nr1 302 nr2 1   nr3   0
   alin nr 1002 nr1 302 nr2 2   nr3   0
   alin nr 1003 nr1 302 nr2 3   nr3   0
   alin nr 1004 nr1 302 nr2 4   nr3   0
```

Abbildung 10: Excurs:

Erzeugen eines stetigen doppelt-gekrümmten Übergangs zwischen 2 Knoten verschiedener Höhe

4.3 Abfangung/ UVDT

Die Abfangung wurde als Stabwerk abgebildet. Die Interaktion mit dem Massivbau erfolgte über die Modellierung der Decken und Kerne als Stäbe.
Grundlegende Idee zur Konstruktion der UVDT war es, in den hochbelasteten Rahmenecken des Vierendeelträgers keine Stöße anzuordnen, sondern diese aus dem Knotenbereich heraus in den Stab zu ziehen. Somit bestand der Knoten aus zwei stehenden Blechkreuzen aus S460, in denen die eigentliche rahmenartige Umkehrung der Biegemomente erfolgt. An diese Kreuze schließen, im wesentlichen über Kehl- und nicht über Stumpfnähte, die Zwischenstäbe aus S355 an.
Die Eingabe und Ermittlung der Querschnittsverteilung war mit genf sehr umständlich. Durch die mit „sofimsha“ mögliche Modifikation geometrisch beschreibarer Bereiche, z.B. die Änderung aller Stäbe im Umkreis eines geometrischen Koordinatenpunktes, sollte dies inzwischen wesentlich einfacher sein. Es besteht aber immer noch Optimierungsbedarf der Rechenprogramme hinsichtlich einer automatisierten optimalen Verteilung von Querschnitten oder Blechstärken im iterativen Prozess.

Die Bemessung des Stabwerks erfolgte nach der Fliesszonentheorie (`dehn s1 KSV ULD`, mit ASE) und nach II. Ordnung mit zuvor ermittelten Beul- und Knickeigenformen. Hier waren jedoch etliche Probeberechnungen an vereinfachten Systemen erforderlich, um sicherzugehen, dass die richtigen Materialgesetzte, Sicherheitsbeiwerte und Netzteilungen verwendet werden. Gerade bei material-nichtlinearen Rechnungen an Stabwerken, ist diese vorherige Prüfung und Kalibrierung unverzichtbar.

```
-prog ase    m 88000000 urs:106
dehn s1 ksv uld kmin (1.00/1.1)/1.25
  echo dehn extr; echo span extr; echo ausn extr
  syst prob th3  iter  80 tol 0.005    fakv -2   vmax 0.200*(75/30)  plf  851
  #include grup-steuer
lf 101  1.00  0.0 0.0 1.35   bez 'vorverformung, q-max'
  let#gg 1.35
  let#gp1 1.50
  let#gp2 1.50
  #include last
  ende;ende
```

Abbildung 11: CADIMP: Geom. und Materialnichtlineare Stabwerksberechnung mit Vorverformung

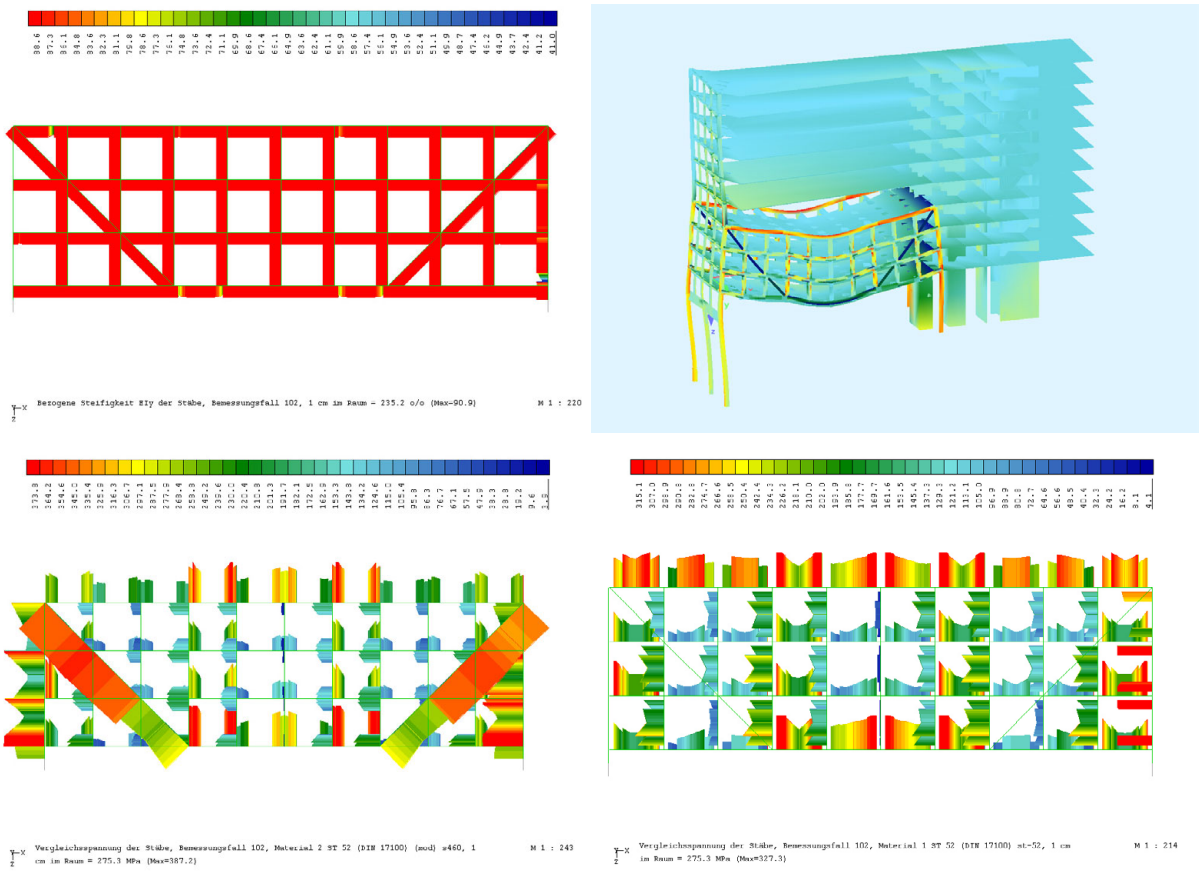


Abbildung 12: Steifigkeitsabfall in den Fliesszonen, verformtes Gesamtsystem, Vergleichsspannugen des S460, Vergleichsspannungen des S355

(Im Uhrzeigersinn von oben links)

Die Nachweise der Knoten erfolgten nach der Stabwerksberechnung an einem parametrisierten Knotenmodell aus Quad-Elementen bei Berücksichtigung der Material-Nichtlinearität. Dazu wurden die Stabschnittkräfte aus dem Stabwerkmodell ausgelesen und die verschiedenen Knotengeometrien innerhalb eines Rechenlaufes durch verschieden Gruppensteuerungen erzeugt.

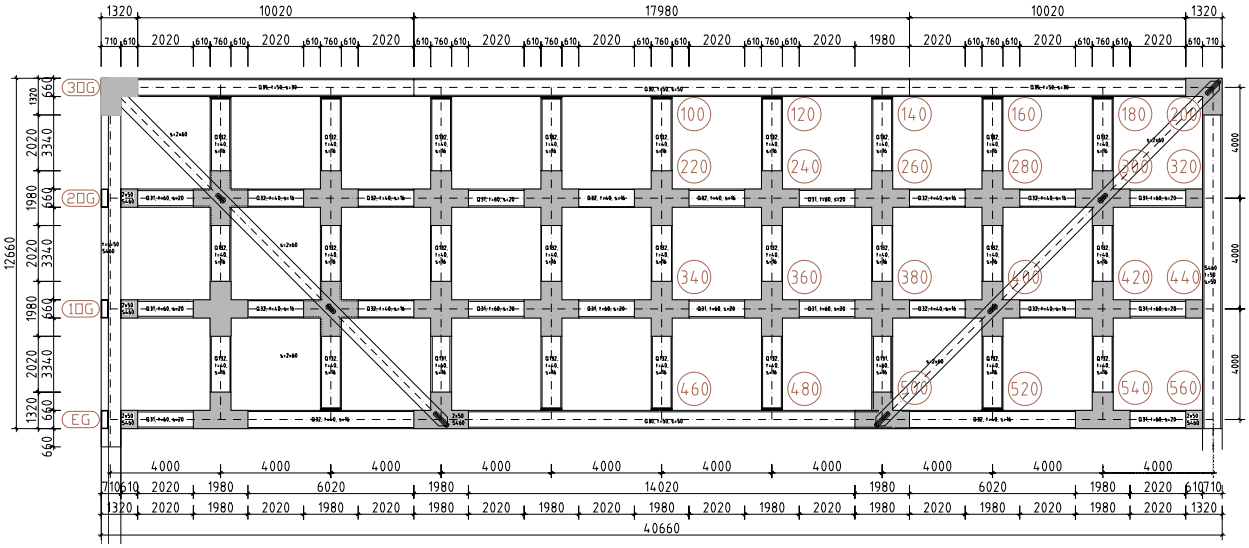


Abbildung 13: UVDT Knotenbereiche

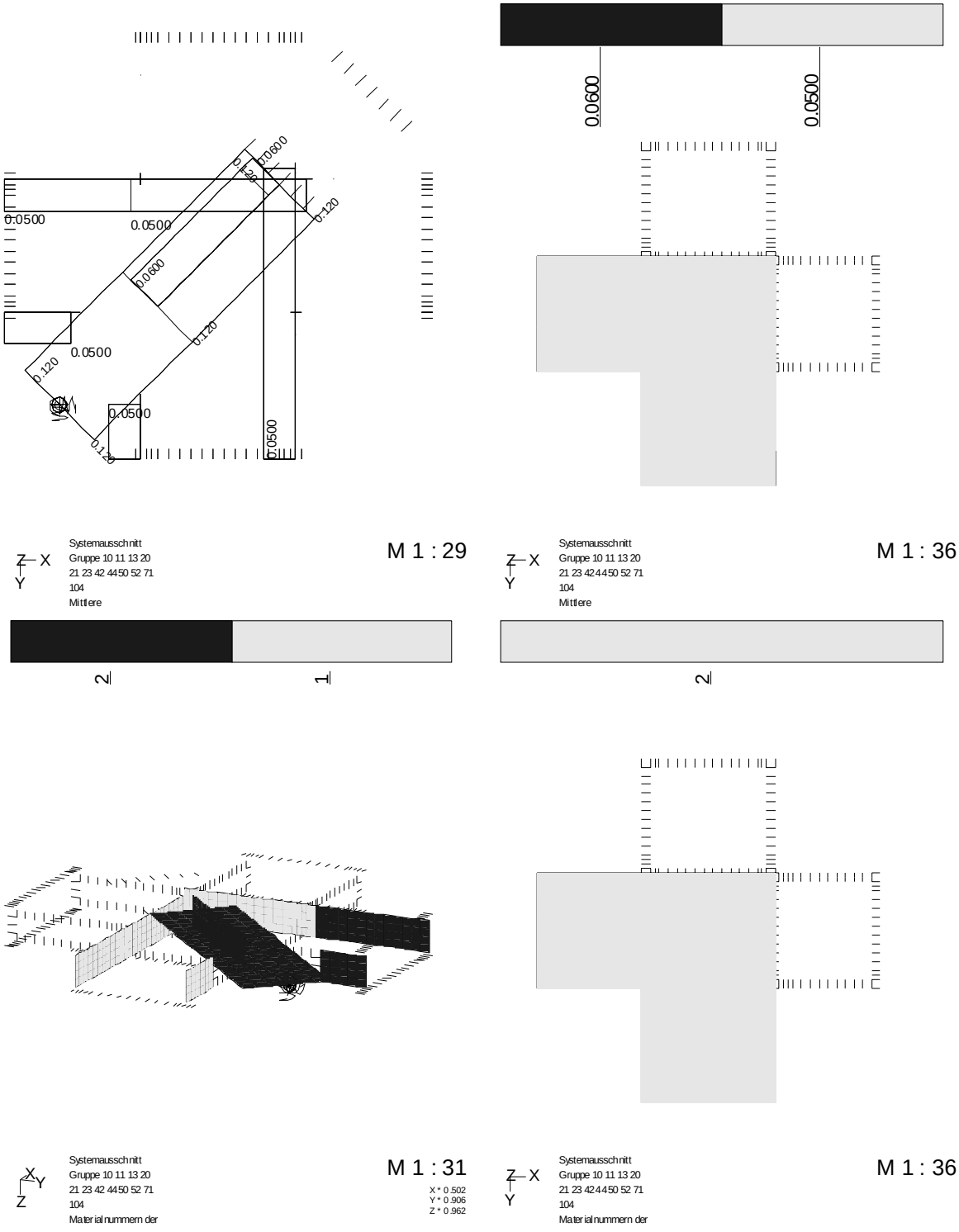


Abbildung 14: Gruppenauswahl für einen UVDT Eckknoten (hier Nr. 200)

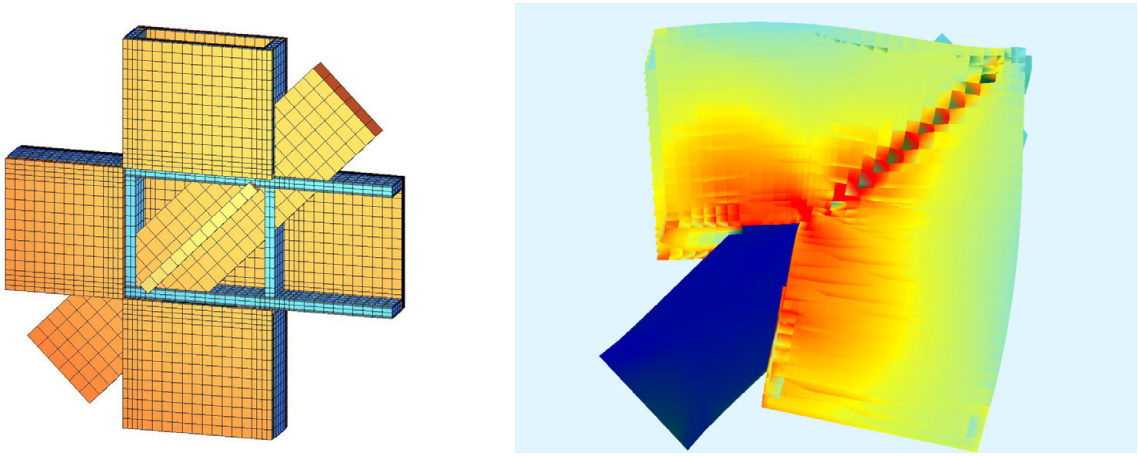


Abbildung 15: Gesamtmodell des Knotens (einige Gruppen ausgeschaltet) , Eckknoten unter Last

Da die aufgebrachten Schnittgrößen nie 100-prozentig im Gleichgewicht stehen, ist es jedoch nötig das Knotenmodell durch (weiche) Federn statisch bestimmt zu lagern, am Besten als Ersatz für einen angreifenden Stab und dessen Schnittgrößen.

4.4 Fazit zur Berechnung

Die zahlreichen Möglichkeiten zur wirklichkeitsnahen Modellierung von Hochbaustrukturen mit SOFiSTiK, angefangen von Kernaussteifungen bis zu Detailnachweisen an Rahmenknoten, ermöglichen eine durchgängige Bearbeitung auch nicht alltäglicher Bauaufgaben. Entsprechende „Vorversuche“ vorausgesetzt ist die Glaubwürdigkeit der eigenen Rechenergebnisse sehr hoch. Als nicht unproblematisch erwies sich die Fliesszonenberechnung des Brückentragwerks, da die Ergebnisse nicht durch Handrechnungen oder einfache elastische Schnittgrößenermittlungen nachvollzogen werden können, und die Prüffähigkeit der Berechnungen somit erschwert ist.

5 BAUAUSFÜHRUNG

5.1 Montage der Abfangung im laufenden Betrieb

Der zur Planungsphase vorgesehene Quereinschub der unteren drei Geschosse des R1 wurde durch die ausführende Firma zugunsten eines Einhubs der beiden UVDT und direkt anschließende Erstellung der untersten Decke als Schutz des bestehenden Gebäudes verworfen. Voraussetzung dafür war, Einhub und Decke an einem Wochenende fertig zustellen. In der gesamten anderen Zeit wurde in dem unter dem Riegel 1 befindlichen Bürogebäude, das nur ein Trapezblechdach besitzt, weiter gearbeitet. Die Montage der hängenden gebogenen Deckenschalung erwies sich als schwierig, funktionierte aber - über die Geschosse übend - zunehmend besser.

Abbildung 16: Vormontage der Abfangträger neben dem Ggebäude

Abbildung 17: Einheben der Träger

5.2 Überhöhungen

Die rechnerisch ermittelten Überhöhungen und Durchbiegungen von Decke und Brücke erwiesen sich bis auf einige Millimeter als zutreffend. Vergleiche der Durchbiegung an einzelnen genau definierten Lastfällen, z.B. direkt vor und nach dem betonieren, bestätigen die Rechenansätze.

5.3 Nichtlineare Ergebnisse - Rissbildung

An der fertigen Deckenkonstruktion sind bis heute auch im Bereich einspringender Ecken und trotz des gezogen Betons auf der „falschen“ Seite keine Risse mit dem bloßen Auge auszumachen. Die rechnerische Beschränkung der Risse durch eine material-nichtlineare Berechnung mit vorgegebener Bewehrung, lieferte also hinreichend gut mit der Bauausführung übereinstimmende Ergebnisse.

Abbildung 18: Fertiger Rohbau Riegel 1

6 BETEILIGTE

Bauherr:	Barmenia Krankenversicherungen aG, Wuppertal
Projektsteuerung:	DU Diederichs, Wuppertal
Objektplanung:	aIB agiplan Integrale Bauplanung, Duisburg
Tragwerksplanung:	Ingenieurbüro Schülke und Wiesmann, Dortmund
TGA-Planung:	Schmidt Reuter, Köln
	Ingenieurbüro Zammit, Hannover
Statische Prüfung:	Prof. Rothert, Hannover
Bodengutachten:	IGW, Wuppertal
Brandschutz:	BPK, Düsseldorf
Ausführung:	
GU Rohbau:	Köster AG, Osnabrück
Stahlbau:	Stahlbau Plauen, Plauen

Autor dieses Beitrags:
Dipl.-Ing. Jörg Wiesmann
Ingenieurbüro Schülke und Wiesmann
Am Zehnthof 149
44141 Dortmund
Tel. 0231 562245-0
www.tragwerkstatt.de
info@tragwerkstatt.de

Abbildung 19: Fertiggestellter Riegel 1, Jan.2006, Ende der Gesamtbaumassnahme: 2008