

05
2020

Konstruktiver Ingenieurbau

Werkbericht

Über das Zusammenspiel von Baugrund und Tragwerk bei der Bemessung des neuen Tiefbahnhofs Stuttgart

Mauerwerksbau

Baustellenversuche für Metall-Injektionsanker im Verankerungsgrund Mauerwerk

Glasbau

Berechnung punktgestützter Verglasungen

Holzbau

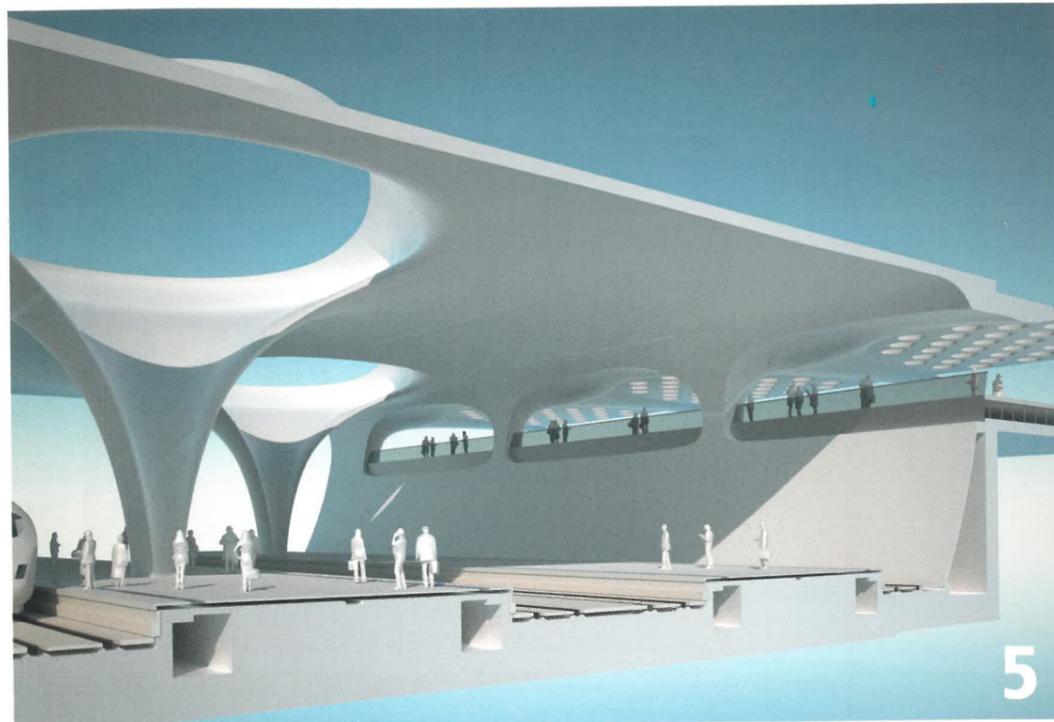
Dreiecksdach mit Schwung

Furnierschichtholz-Merkblatt (LVL)

Stahlbetonbau

Von Monobaustoffen zu symbiotischen Materialkombinationen

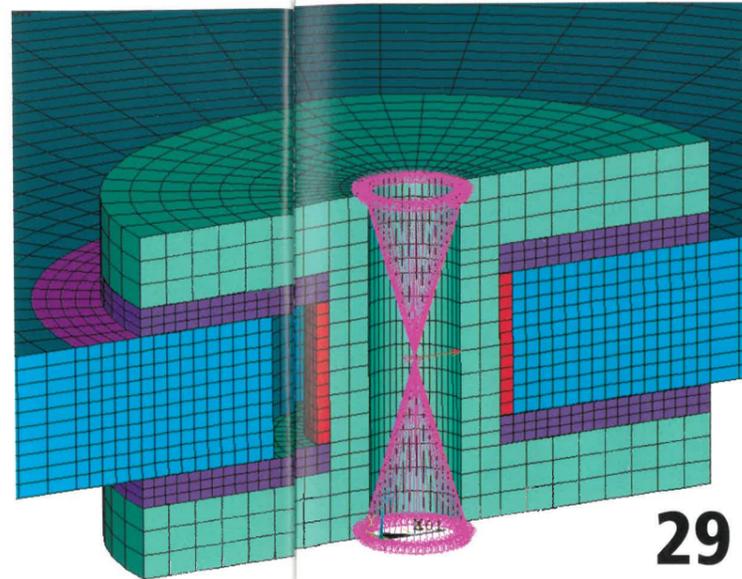




5



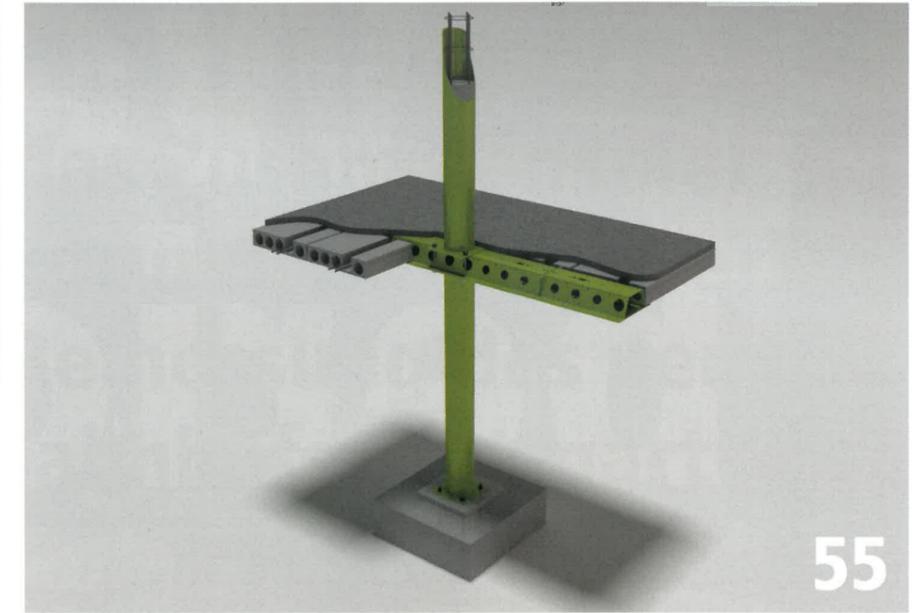
19



29



39



55



WERNER SOBEEK

Werner Sobek AG
Albstr. 14
70597 Stuttgart
www.wernersobek.com



CDM Smith Consult GmbH
Ingersheimer Straße 10
70499 Stuttgart
www.cdmsmith.com

Coverbild: Im Rahmen des Bahnprojekts S21 erhält Stuttgart einen unterirdischen Durchgangsbahnhof. Wesentliches Gestaltungselement des neuen Hauptbahnhofs sind die Kelchstützen: Sie tragen das Schalendach und dienen gleichzeitig der natürlichen Belichtung und Belüftung.

Werkbericht

Clemens Neugart, Alexander Mühl, Johannes Kuhnt, Michael Brunner, René Luna, Angelika Schmid
Über das Zusammenspiel von Baugrund und Tragwerk bei der Bemessung des neuen Tiefbahnhofs Stuttgart

5

Mauerwerksbau

Jürgen H. R. Küenzlen, Eckehard Scheller, Rainer Becker, Thomas Kuhn
Baustellenversuche für Metall-Injektionsanker im Verankerungsgrund Mauerwerk

19

Glasbau

Prasanthi Lama, Jochen Menkenhagen
Berechnung punktgestützter Verglasungen

29

Holzbau

Susanne Jacob-Freitag
Dreiecksdach mit Schwung 39
Studiengemeinschaft Holzleimbau e.V.
Furnierschichtholz-Merkblatt (LVL) 48

Stahlbetonbau

Sascha Schaaf
Von Monobaustoffen zu symbiotischen Materialkombinationen 55

Editorial

1

Aktuelles

Impressum 47
News 63
Veranstaltungen 64



Clemens Neugart, Alexander Mühl, Johannes Kuhnt,
Michael Brunner, René Luna, Angelika Schmid

Über das Zusammenspiel von Baugrund und Tragwerk bei der Bemessung des neuen Tiefbahnhofs Stuttgart

1 Einleitung

Der neue Tiefbahnhof in Stuttgart stellt aufgrund seiner Größe und Lage sowie der Vielzahl an unterschiedlichen Randbedingungen höchste Anforderungen an alle Planungsbeteiligten. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Besonderheiten des Projekts aus Sicht der Tragwerksplanung und der Geotechnik. Der Fokus liegt hierbei auf der Modellbildung und der statischen Nachweisführung für den Massivbau und seiner Gründung unter Berücksichtigung der Baugrund-Bauwerksinteraktion. Neben der Beschreibung der geotechnischen und statischen Berechnungsmodelle und deren Nachweisführung geht der vorliegende Beitrag vor allem auf das Zusammenspiel und den Abgleich zwischen diesen Modellen ein.

den seitlichen, 1,0 m dicken Trogwänden. Die Dicke der Bodenplatte variiert in Querrichtung des Bahnhofs zwischen 0,9 m und 2,5 m. Die Bodenplatte gründet auf Ort betonrammpfählen. Im nordwestlichen Teil der Bahnhofshalle kreuzt das Trogbauwerk den darunter liegenden S-Bahn-Tunnel. An dieser Stelle ist die Bodenplatte als ca. 30 m freitragende Spannbetonplatte konzipiert, welche zusätzlich zur Belastung aus dem Zugverkehr auch zwei Kelchstützen (und somit auch Teile des Schalendachs) abtragen muss. Die Trogwände überspannen das S-Bahn-Bauwerk in diesem Bereich als dreiecksförmige Hohlkastenträger.

In der Untersicht ist das Schalendach eine doppelt gekrümmte Fläche aus speziellem Weißbeton in Sichtbetonqualität (SB4); die Bauteilstärken variieren entsprechend der Beanspruchung zwischen ca. 0,45 m in den Bereichen zwischen den Kelchen und 1,30 m in den Randbereichen. Die aus einem Hängemodell abgeleitete Form leitet das Eigengewicht näherungsweise als Druckbeanspruchung in die Auflagerbereiche ab. Aufgrund von vielen anderen Lastfaktoren, wie z.B. bereichsweise hohen Aufschüttungen, den seitlichen, zum Teil stark variierenden Erddrücken und nicht zuletzt den Zwängungen aus Baugrundsetzungen sowie Temperatur-, Schwind- und Kriecheinwirkungen, entstehen jedoch auch deutliche Biege- und Zugbeanspruchungen in der Schalenkonstruktion, welche letztendlich zu einer hohen Bewehrungsmenge führen. Weitere Informationen hierzu sind in [L3] zu finden.

Das gesamte Bauwerk ist als fugenlose Massivbaukonstruktion ausgelegt. Erst an den

2 Projektübersicht

2.1 Der neue Tiefbahnhof

Als Teil des Großprojekts Stuttgart-Ulm („S21“) wird der alte Stuttgarter Kopfbahnhof durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Dieser neue Tiefbahnhof ist als unterirdische Bahnsteighalle mit einer Länge von ca. 450 m und einer Breite von 80 m konzipiert. Die Architektur des Bauwerks wurde von Christoph Ingenhoven in Zusammenarbeit mit Frei Otto entwickelt. Hauptcharakteristik des Entwurfs ist ein doppelt gekrümmtes Schalendach, welches stufenlos in 28 Kelchstützen mündet. Diese Stützen stehen versetzt zueinander auf den Bahnsteigen. In ihrem Zentrum befindet sich jeweils ein ca. 15 m großes Lichteuge aus Glas, das für eine natürliche Belichtung des Bahnhofs sorgt. Die Kelchstützen sowie die Ränder des Schalendachs stehen auf dem Trogbauwerk. Dieses besteht aus der Bodenplatte und

- 1 Einleitung
- 2 Projektübersicht
 - 2.1 Der neue Tiefbahnhof
 - 2.2 Baugrund und Gründung
- 3 Zusammenspiel von Baugrund und Tragwerk
- 4 Beschreibung der Berechnungsmodelle
 - 4.1 Geotechnisches Modell (G-Modell)
 - 4.2 Tragwerksmodell (T-Modell)
 - 4.2.1 Modellaufbau
 - 4.2.2 Lagerung
- 5 Abgleich zwischen geotechnischem Modell und Tragwerksmodell
- 6 Berechnung und Nachweisführung am geotechnischen Modell
- 7 Berechnung und Nachweisführung am Tragwerksmodell
 - 7.1 Einwirkungen und Überlagerung
 - 7.2 Berücksichtigung der Grenzwertbeurteilung der Bodensteifigkeiten
 - 7.3 Bemessungskonzept der Stahlbetonkonstruktion und Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen
- 8 Überwachen des Last-Verformungsverhaltens
- 9 Fazit



Übergängen zum Nord- und Südkopf befinden sich Raumfugen. Verbunden mit einer Konstruktion, welche durch Pfähle mit dem Baugrund vernagelt ist, kommt den aus z.B. Temperaturschwankungen oder Schwindwirkungen des Betons hervorgerufenen Zwängungen eine hohe Bedeutung zu. Diese werden durch die Sichtbetonanforderung des Schalendachs als auch der WU-Konstruktion mit einer Rissbreitenbegrenzung auf 0,15 mm des im Grundwasser liegenden Trogbauwerks weiter verschärft.

Um eine schrittweise Abfolge des Planungs-, Genehmigungs- und Bauprozesses zu ermöglichen, wurde die Bahnhofshalle in 10 Bauabschnitte unterteilt. Die in diesen Bauabschnitten vorzufindenden Bauteile wurden wiederum in mehrere Planungspakete gegliedert.

2.2 Baugrund und Gründung

Im Gründungsbereich stehen Talablagerungen (TA), Wanderschutt (WS) und Gipskeuper mit darunter folgendem Lettenkeuper (LK) an. Bei Gipskeuper wird unterschieden in Dunkelroter Mergel (DRM), Bochinger Horizont (BH) und Grundgips (GG). Bedingt durch die unterschiedliche Steifigkeit der Schichten und ihre Neigung variiert die Steifigkeit des Baugrundes stark.

Zur Minimierung von Setzungen und Verformungen des Bauwerkes werden Pfähle eingesetzt. Um die Pfahllasten oberhalb der Grundgipsschichten im Gipskeuper entsprechend der wasserrechtlichen Vorgaben abtragen zu können, kommen Ortbetonrampfpfähle (\varnothing 51 cm und \varnothing 61 cm) mit Fußaufweitung zur Anwendung. Die Pfähle werden unter den hoch belasteten Kelchstützen konzentriert in Pfahlgruppen und unter den ebenfalls vergleichsweise hoch belasteten Außenwänden reihenweise angeordnet. In den zwischenliegenden Plattenbereichen werden die Pfähle vereinzelt in Abständen von ca. 5 m angeordnet.

3 Zusammenspiel von Baugrund und Tragwerk

Berechnungsmodelle für Tragwerke (T-Modell) beinhalten eine mehr oder weniger detaillierte Abbildung einer Gebäudestruktur. Ziel der Modellbildung ist es, die aufgrund von äußeren Belastungen hervorgerufene innere Beanspruchung der einzelnen Bauteile zu ermitteln, um die Bauteile dann entsprechend bemessen bzw. dimensionieren zu können.

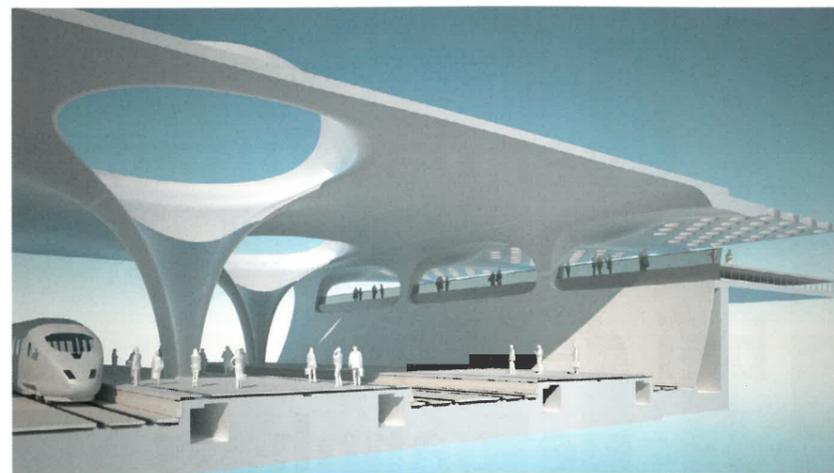


Bild 1: Modellausschnitt der neuen Bahnhofshalle (© Ingenhoven Architects)

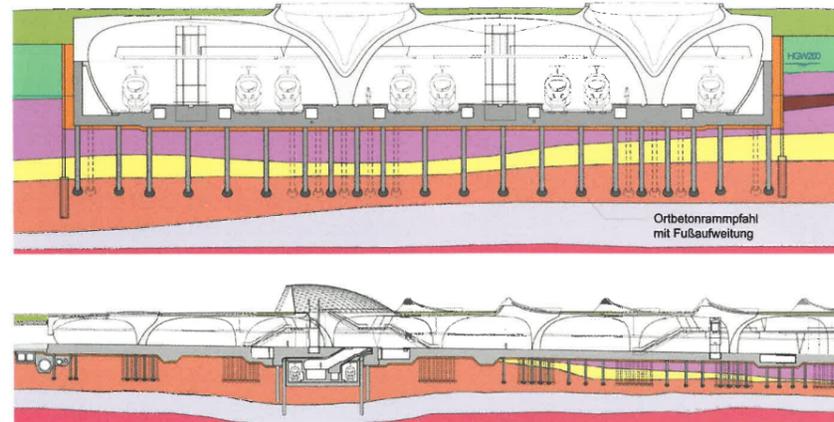
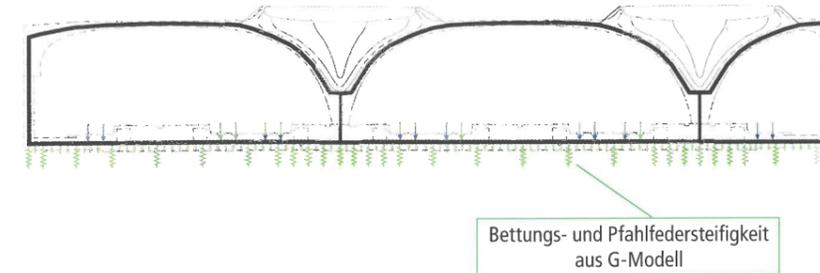


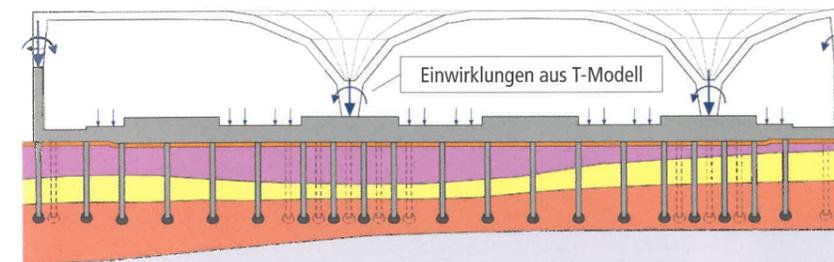
Bild 2: Schnitte längs und quer – Bauwerk der Bahnhofshalle mit Gründung und Bodenschichten

In der Regel sind die Gründungen und die zugehörigen Steifigkeiten des Baugrunds in diesen Modellen dabei nur sehr vereinfacht, häufig in Form von elastischen Federn oder Bettungen, abgebildet. Um bei Bauwerken, welche sensibel gegenüber Setzungsdifferenzen reagieren, eine realitätsnahe Einschätzung dieser Federsteifigkeiten zu erlangen, wird auf geotechnische Berechnungsmodelle (G-Modell) zurückgegriffen. Diese bilden den Baugrund und die Gründung detailliert, das Bauwerk hinsichtlich seiner Steifigkeit in der Regel aber nur vereinfacht ab.

Im vorliegenden Fall stellen die aus den geotechnischen Modellen ermittelten Bettungs- und Pfahlfedersteifigkeiten einen der Haupteinflüsse auf die statische Bemessung des Massivbaus dar. Umso wichtiger war es, dass beide Modelle in Bezug auf Steifigkeiten des Tragwerks und die Belastungen aufeinander abgestimmt sind. Entsprechend wurden in einem iterativen Prozess die Modellparameter (Einwirkungen auf der einen Seite, Federsteifigkeiten auf der anderen Seite) in Bezug auf die sich in den Modellen ergebenden Auflagerreaktionen und Verformungen angeglichen.



T-Modell Schalendach mit Trog
Abbildung Schalendach und Trog mit Finiten Flächenelementen
Anschluss der Schale an den massiven Teil der Kelchstütze vereinfacht mit Hilfe eines Stabelementes
Reaktion aus Gründung über Auflagerbedingungen (Flächen- und Einzelfedern)



G-Modell Schalendach und Trog mit Gründung
Schalendach mit den Kelchstützen wird deutlich vereinfacht
Baugrund und Bauwerk diskretisiert mit 10-knotigen Tetraeder-Elementen
Ermittlung der Auflagerbedingungen (Flächen- und Einzelfedern) für den Ansatz „Einwirkungen aus Schalendach“

Bild 3: Konzept des Zusammenwirkens zwischen G-Modell und T-Modell

Bild 3 zeigt das Konzept des Zusammenwirkens von T- und G-Modell. Auf den Abgleichprozess wird in Abschnitt 5 weiter eingegangen.

Nach abgeschlossenem Abgleich konnten dann die jeweiligen Berechnungen der einzelnen Modelle und die entsprechenden Nachweisführungen erbracht werden. Das G-Modell diente hierbei der Nachweisführung der äußeren Pfahltragfähigkeit sowie weiterer geotechnischer Nachweise. Die Modellergebnisse wurden auch für die Nachweise der Setzungsbegrenzung der Bodenplatte im Gebrauchszustand herangezogen. Die Nachweise zur inneren Tragfähigkeit der Pfähle und Bodenplatte sowie der weiteren Stahlbetonbauteile erfolgten dann am T-Modell nach DIN EN 1992.

4 Beschreibung der Berechnungsmodelle

4.1 Geotechnisches Modell (G-Modell)

Das G-Modell wurde als dreidimensionales Finite-Elemente-Modell unter Anwendung des Rechenprogramms PLAXIS 3D erstellt. Für die Ermittlung von Spannungen und Verformungen wurden hier dränierte Berechnungen auf der Basis von effektiven Spannungen und Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparametern durchgeführt. Die mathematische Modellierung der sich in Aushubzuständen und gleichzeitiger Entwässerung einstellenden Grundwasserströmung basiert auf dem Gesetz von Darcy.

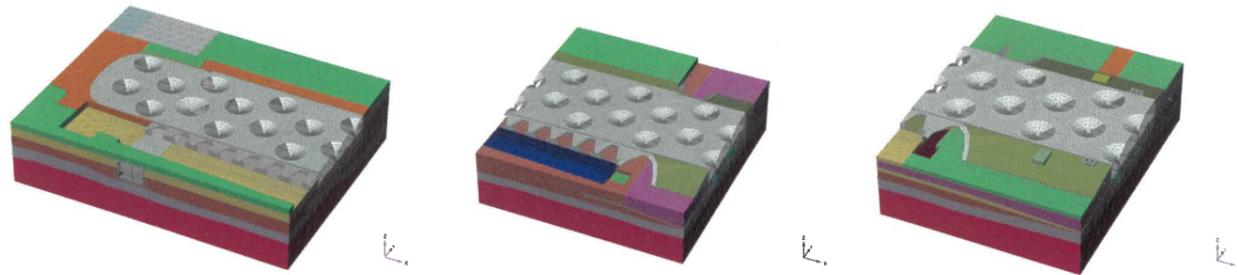
Das Materialverhalten der Böden wurde über das Hardening-Soil-Modell (HS-Modell) mit Small-Strain-Erweiterung definiert. Das HS-Modell besitzt erweiterte Eigenschaften

zur Beschreibung des nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Böden. Eine ausführliche Beschreibung des HS-Modells durch Schanz findet sich in [L6]. Mit der Small-Strain-Erweiterung wurden zusätzlich höhere Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen berücksichtigt (Benz in [L7]). Die Parameter wurden auf Grundlage von Ergebnissen aus Feld- und Laborversuchen und anerkannten Korrelationen bestimmt. Besonderes Augenmerk wurde der Kalibrierung der Parameter durch Nachrechnung von Pfahlprobelastungen geschenkt. Im Rahmen der Erstellung der G-Modelle erfolgte zusätzlich eine Validierung der Eingabedaten bzw. Berechnungsparameter durch flankierende Studien. Hierbei wurden Daten und Parameter auf ihre Sensitivität gegenüber kleinen Änderungen der wichtigsten Kenngrößen untersucht.

Bei der Anwendung des o.g. Rechenprogramms ist die Anzahl der maximal generierbaren Elemente begrenzt. Um eine wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerks-Interaktion im Besonderen bei den Pfahlgruppen zu erreichen, ist eine feine Vernetzung erforderlich. Deshalb wurden in den Modellen jeweils nur einzelne Bauabschnitte betrachtet. Um sicherzustellen, dass sich die Spannungen und Verformungen weitestgehend frei von Wechselwirkungen mit den Modellrändern einstellen, wurden die jeweiligen Nachbarabschnitte mit abgebildet. Durch eine vergleichende Betrachtung der überlappenden Modellbereiche konnten die Ergebnisse der einzelnen Modelle auf Plausibilität geprüft werden.

Der Baugrund und das Bauwerk wurden über Volumenelemente diskretisiert. Das Baugrundmodell wurde aus Schichtlagekarten entwickelt. Das Schalendach mit den Kelchstützen wurde im G-Modell deutlich vereinfacht modelliert und gewichtslos angesetzt. Die Einwirkungen aus dem Schalendach wurden aus dem T-Modell am Übergang zur Trogwand und in den Stützen innerhalb des Stützenfußes übernommen (Bild 3). Um das Verformungsverhalten des Bauwerkes damit immer noch hinreichend genau abzubilden, wurde die Materialsteifigkeit des Betons durch eine flankierende Studie kalibriert. Hierfür wurden drei Modelle mit unterschiedlichen Modellierungseigenschaften erstellt; die Berechnungsergebnisse dieser drei Modelle wurden anschließend miteinander verglichen. Bild 5 zeigt die unterschiedlichen Modelle sowie die sich dabei

Werkbericht



G-Modell mit BA08-13

G-Modell mit BA12-15

G-Modell mit BA14-16

Bild 4: G-Modelle zur Berechnung BA8 bis BA 16 der Bahnhofshalle (Plaxis®)

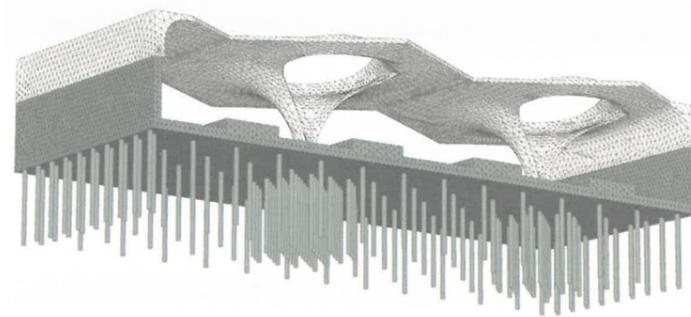
ergebenden Verformungen und Momente in der Bodenplatte. Die Ergebnisse zeigen, dass durch Anpassung der Betonsteifigkeit auf 80 % bei einer dem G-Modell entsprechenden Vereinfachung (b) eine hinreichende Übereinstimmung erzielt werden kann. Ausführlich wird darauf in [L2] eingegangen.

Aufgrund der hohen Anzahl an Pfählen wurden diese als netzunabhängige Stabelemente (programmseitig Embedded Piles genannt) modelliert. Die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Pfahlmantel bzw. -fuß wird hierbei mittels eingebetteter Oberflächenelemente beschrieben. Der Embedded Pile verhält sich annähernd wie ein Volumenpfahl. Die Pfahl-Pfahl-Interaktion wird jedoch bezogen auf die Stabachse modelliert. Generell nicht berücksichtigt sind Herstellungseffekte, wie z.B. die Verdichtung des Bodens in der Umgebung des Rammpfahls.

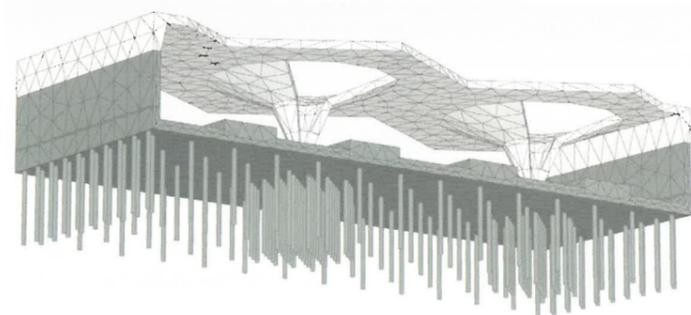
Um zu verhindern, dass einzelne Netzelemente von mehreren Stabelementen durchdrungen werden, wurden im G-Modell Begrenzungsflächen (Bild 7) angeordnet. Hieraus resultierte ein feinmaschiges Netz mit hoher Auflösung (Bild 8).

Für die Kalibrierung der Modellpfähle an den für die Baumaßnahme durchgeführten Pfahlprobebelastungen wurden Teilmodelle mit Einzelpfählen und Pfahlgruppen untersucht. Jedes der Teilmodelle wurde einmal mit Volumenpfählen und einmal mit Embedded Piles gerechnet. Anschließend wurden die Ergebnisse miteinander verglichen. Ausführlich wird darauf in [L2] eingegangen.

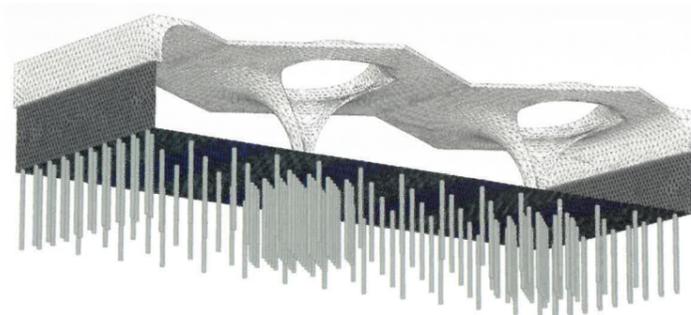
Die Berechnungen am G-Modell erfolgten bauphasenweise. Nach Generierung des Ausgangszustandes erfolgte die phasenweise Abbildung und Berechnung der Bauzustände. Bild 9 zeigt exemplarisch einige ausgewählte



a) Fein vernetztes Volumenmodell



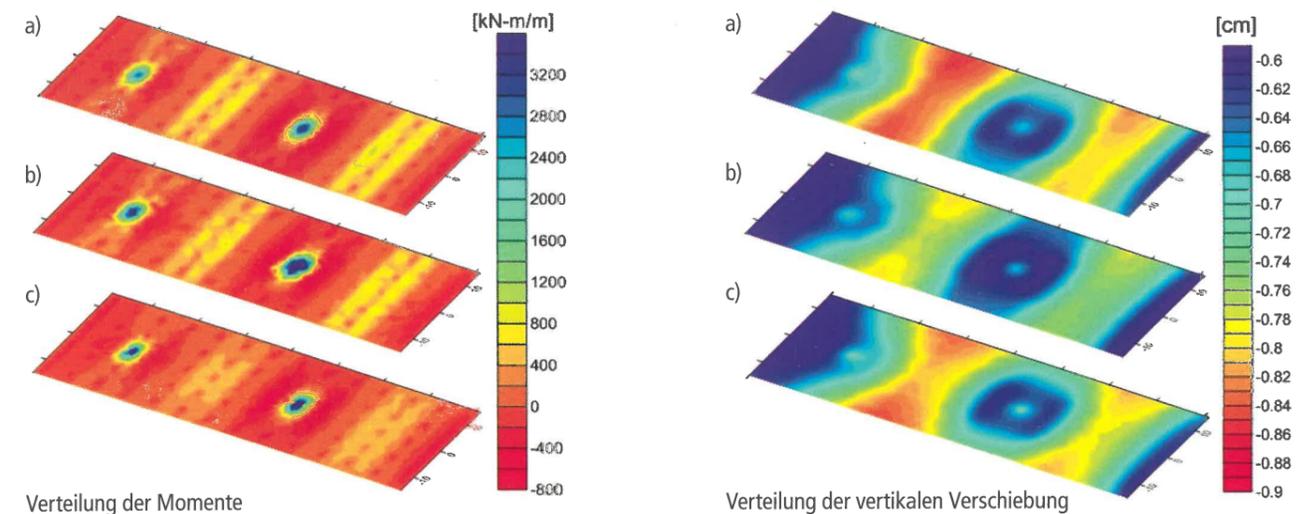
b) Volumenmodell mit Netz analog zu G-Modell



c) Fein vernetztes Modell mit Sohlplatte aus Flächenelementen

Bild 5a: Teilmodell zur Überprüfung des Steifigkeitsverhaltens des im G-Modell abgebildeten Bauwerks

Werkbericht



Verteilung der Momente

Verteilung der vertikalen Verschiebung

Bild 5b: Teilmodell zur Überprüfung des Steifigkeitsverhaltens des im G-Modell abgebildeten Bauwerks

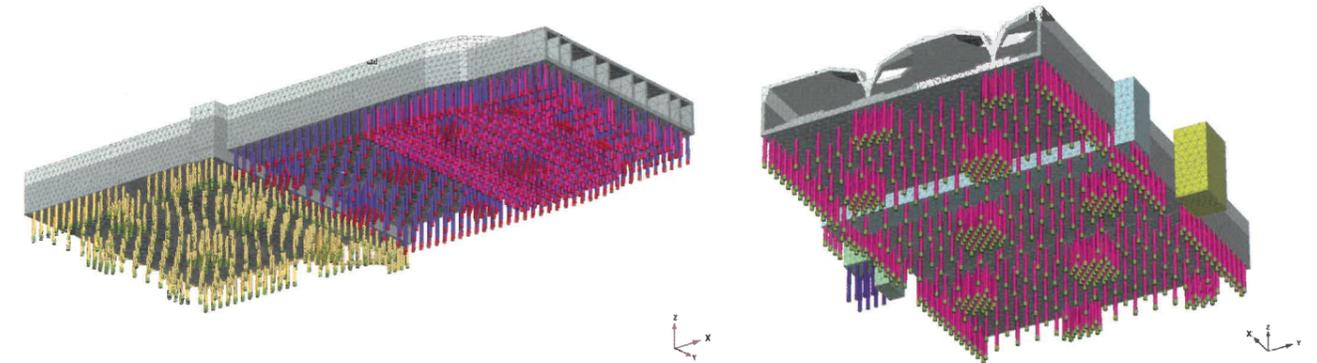


Bild 6: G-Modelle – Bauwerk mit Pfahlanordnung – Embedded Piles

Phasen. Die Absenkung des Grundwassers und damit einhergehende Veränderung des Porenwasserdrucks wurde in einer der Spannungsberechnung vorgelagerten Strömungsberechnung ermittelt. Der Baugru-benverbau wurde dabei nicht abgebildet. Die „Erdwände“ sind im Modell horizontal unverschieblich gehalten. Nach Fertigstellung des Troges und Verfüllen des Arbeits-raumes wurde die Halterung deaktiviert und der Wasserstand zurück auf sein mittleres Niveau eingestellt. In den nächsten Phasen wurden die Ausbaulasten und ein Drittel der Verkehrslasten (einschließlich Schneelasten) eingetragen, um die Federwerte für das Trag-werksmodell und die Setzung im Gebrauchs-zustand zu bestimmen. Die charakteristischen Werte der Pfahlkräfte aus Eigengewicht und Verkehrslast wurden in separaten Phasen bestimmt, in denen der Wasserstand auf den

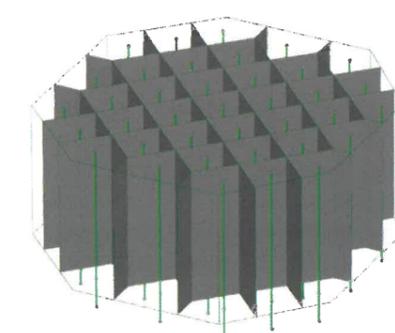


Bild 7: Begrenzungsflächen zur Diskretisierung des FE-Netzes im Bereich von Pfahlgruppen

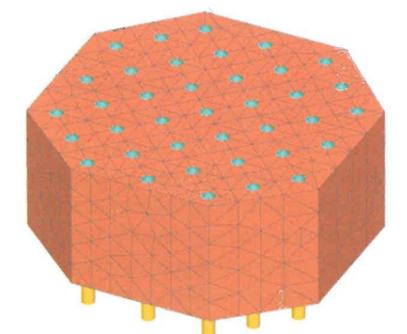


Bild 8: FE-Netz im Bereich von Pfahlgruppen

Werkbericht

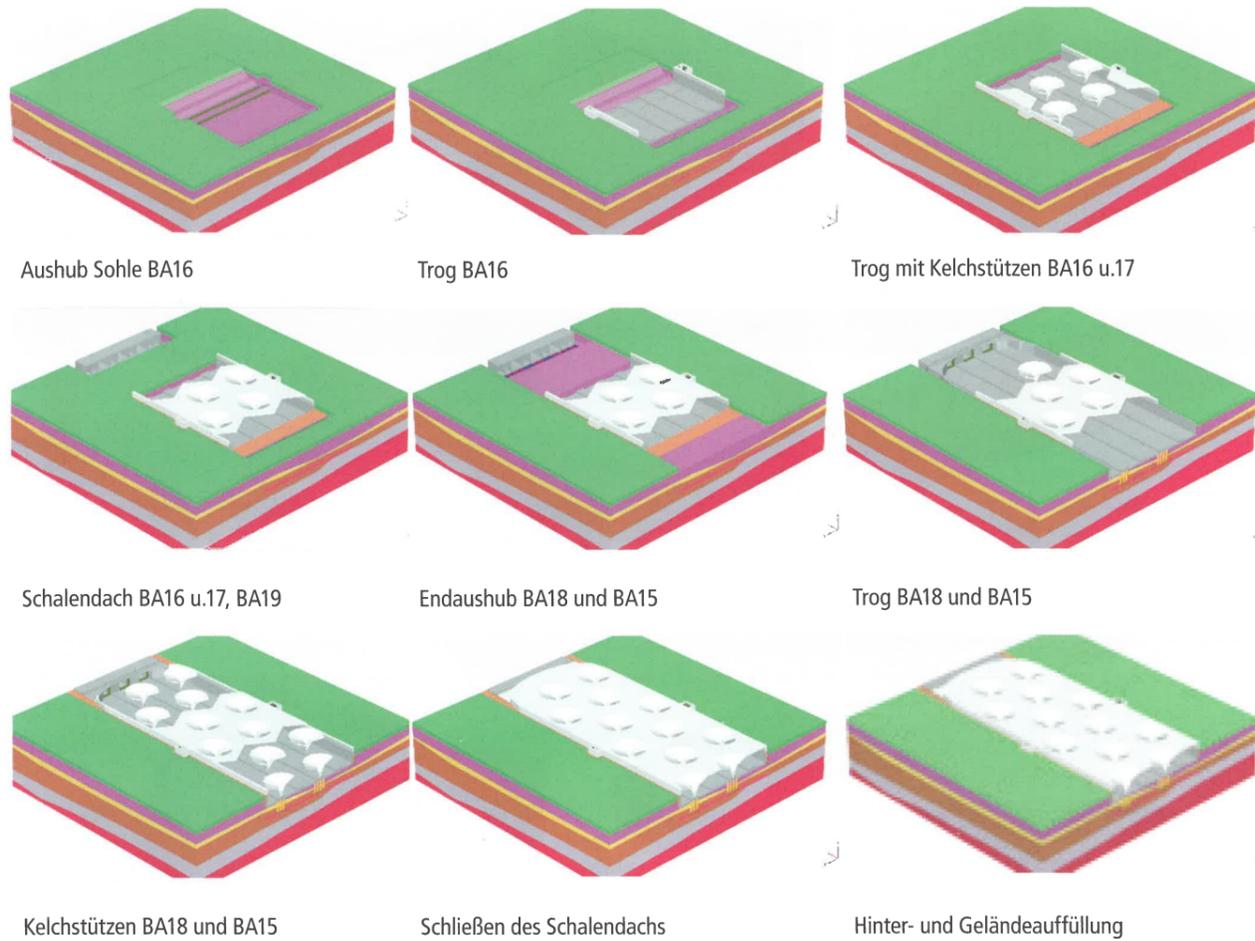


Bild 9: G-Modell in ausgewählten Berechnungsphasen (exemplarisch)

Bemessungsniedrigwasserstand abgesenkt wurde. Um die Pfahlkräfte auf der sicheren Seite abzugrenzen, wurde die Berechnung aller Phasen mit jeweils um 20 % vergrößerten und um 20 % verkleinerten Steifigkeitsparametern wiederholt.

4.2 Tragwerksmodell (T-Modell)

4.2.1 Modellaufbau

Bereits zu Beginn der Planung war klar, dass die Berechnung und Bemessung der komplexen Struktur des Tiefbahnhofs mit der Vielzahl an verschiedenen Einwirkungen nicht sinnvoll an einem einzigen Berechnungsmodell erfolgen kann. Daher wurden mehrere FE-Modelle verschiedener Größe erstellt. Für alle T-Modelle wurde die FE-Berechnungssoftware SOFiStiK eingesetzt. Die Struktur ist dabei mit ebenen Flächenelementen diskretisiert. Für die stützenähnlichen Kelchfüße kommen Stabelemente zum Einsatz.

Das Gesamtmodell umfasst den kompletten, ca. 450 m langen Baukörper der

Bahnhofshalle inklusive Schalendach, Kelchstützen und Bodenplatte. Es lieferte im Wesentlichen die bemessungsrelevanten Ergebnisse für die Lastkombinationen mit Effekten in Längsrichtung, wie Schwinden und Temperatur, sowie die Ergebnisse für den Lastansatz Erdbeben.

Um insbesondere die Gründungsdetails und die strukturierte Bodenplatte ausreichend genau zu erfassen, wurden für jeden Bauabschnitt zusätzliche Teilmodelle erstellt. Diese reichen jeweils über mindestens drei Bauabschnitte und weisen im Bereich der Bodenplatte eine feinere Vernetzung auf; sie enthalten zusätzlich Pfahlelemente zur Simulation der Gründungspfähle. Diese Teilmodelle wurden insbesondere zur detaillierten Bemessung der Trogkonstruktion und der Gründungspfähle herangezogen und bildeten so die Grundlage zur Abstimmung mit der Geotechnik. Sie lieferten im Regelfall jedoch auch die maßgebenden Schnittkräfte für die Belastungen in Bahnhofsquerrichtung,

hervorgerufen z.B. durch die verschiedenen Erddruckansätze.

Um den Bauprozess vor allem des Schalendachs richtig zu erfassen, wurde durch eine weitere Unterteilung aus dem Gesamtmodell ein separates Bauphasenmodell erstellt. Zur Berechnung der einzelnen Herstellungsschritte wurde das CSM-Modul von SOFiStiK herangezogen. Im Modell wurden die tragwerksrelevanten Bauphasen mit den dabei jeweils vorhandenen Baubehelfstützen der einzelnen Kelche abgebildet. Die Ergebnisse aus dem Bauphasenmodell waren für die flächige Stahlbetonkonstruktion – mit Ausnahme der lokalen Aufstandspunkte der temporären Kelchunterstützungen – in der Regel nicht bemessungsrelevant. Es zeigte sich jedoch, dass sich vor allem die Anschlusskräfte bei den stabförmigen Elementen der Kelch- und Trogwandstützen aus dem Bauphasenmodell deutlich von denen der Teil- bzw. Gesamtmodelle des Endzustandes unterschieden und teilweise sogar

Werkbericht

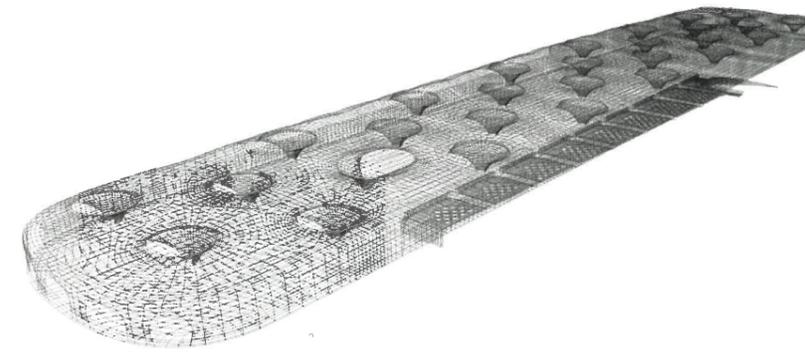


Bild 10: Netzstruktur des FE-Gesamtmodells

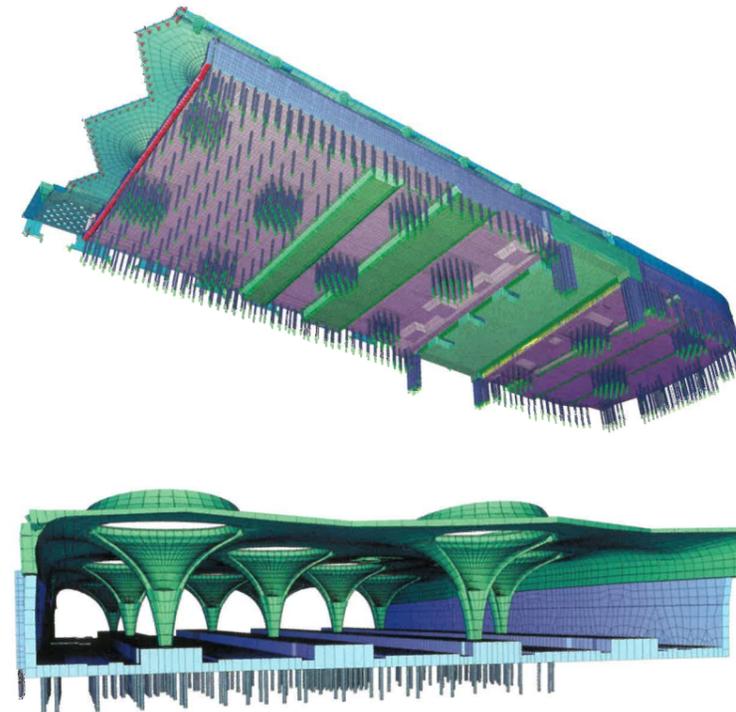


Bild 11: FE-Teilmodelle

maßgebend waren. Des Weiteren konnten die Ergebnisse zur Bemessung der Baubehelfe herangezogen werden.

Neben den beschriebenen Hauptmodellen wurden weitere Berechnungsmodelle für diverse Zusatzuntersuchungen, wie z.B. das gesonderte FE-Modell der Brückenkonstruktion über dem S-Bahntunnel, erstellt. Letzteres erlaubte die statische Untersuchung der stark gegliederten Brückenkonstruktion in Form einer Spannbetonplatte mit Längs- und Querspanngliedern. Hierbei musste vor allem auf die schrittweise Vorspannung im Laufe des Herstellungsprozesses der Brücke eingegangen werden.

4.2.2 Lagerung

Die vertikale Lagerung der Pfähle und Bodenplatte ergab sich durch einen Abgleichprozess mit dem Geotechnischen Modell. Da im Gesamtmodell die einzelnen Pfähle nicht explizit modelliert wurden, wurden die Pfahlfedersteifigkeiten unter Berücksichtigung der Pfahlabstände vereinfacht auf eine Plattenbettung umgerechnet.

Die horizontale Lagerung der Bahnhofshalle war maßgebend für die zu berechnenden Zwangskräfte in der Stahlbetonkonstruktion. Die Lagerung wird durch die Biegesteifigkeit der Pfähle, die Reibung der Bodenplatte und die Vertiefungen in der Bodenplatte im

Zusammenhang mit den unterschiedlichen Bodenschichten beeinflusst. Da die Steifigkeiten der horizontalen Pfahlbettung aufgrund der teilweisen Überschreitung des passiven Erdwiderstandes verformungsabhängig sind, mussten die Werte durch einen aufwendigen iterativen Prozess an einem gesonderten Modell bestimmt werden. Hierbei wurden auch Abschattungseffekte innerhalb der Pfahlgruppen berücksichtigt.

5 Abgleich zwischen geotechnischem Modell und Tragwerksmodell

Durch den Abgleich des geotechnischen Modells (G-Modell) mit dem Tragwerksmodell (T-Modell) sollte erreicht werden, dass beide Modelle an der Schnittstelle zwischen Baugrund und Tragwerk annähernd identische Ergebnisse aufzeigen. Hierfür wurden in beiden Modellen die Auflagerreaktionen (Pfahlkräfte und Bettungsspannungen) und Verformungen ausgelesen und abgeglichen.

Der Abgleich begann mit der Ermittlung der Übergabelasten im T-Modell für eine fiktive Bettung, welche dann auf das G-Modell aufgebracht wurden. Zusätzlich zu den Übergabelasten wurden die weiteren Einwirkungen, wie das Eigengewicht der Betonkonstruktion, die Ausbau- und Verkehrslasten auf der Bodenplatte und die Grundwasserstände, der beiden Modelle abgeglichen. Für den Endzustand konnten dann die Bettungs- und Pfahlfedersteifigkeiten der Bodenplatte unter der setzungsrelevanten Lastsituation ermittelt werden. Die ermittelten Lagerungsparameter wurden anschließend in das T-Modell übernommen, in dem unter der gleichen Lastsituation an abgestimmten Kontrollpunkten der Bodenplatte die Setzungen, Pfahlkräfte und Bettungsspannungen mit den Ergebnissen des G-Modells abgeglichen wurden.

Für den Abgleich wurde eine maximale Abweichung zwischen beiden Modellen von 10 % angestrebt. Wichen die Ergebnisse stärker voneinander ab, wurde der Abgleich iterativ fortgeführt. Aufgrund der angepassten Bettungseigenschaften im T-Modell lagerten sich die Kräfte im Tragwerk um, was wiederum zu neuen Übergabelasten führte. Diese wurden dann erneut in das G-Modell eingelesen. Dieser Prozess wurde so lange wiederholt, bis die angestrebte Übereinstimmung erreicht war.

Bei den Berechnungen musste auch fortlaufend geprüft werden, ob die äußere und

innere Tragfähigkeit der Pfähle ebenso wie die maximal zulässige Tragwerksverformung nicht überschritten werden. Bei Bedarf musste das Pfahllayout innerhalb des Abgleichprozesses angepasst werden, indem beispielsweise zusätzliche Pfähle ergänzt wurden.

Eine große Herausforderung beim Abgleich beider Modelle ergab sich durch die unterschiedlichen Berechnungsansätze. Während das G-Modell in mehreren Bauphasen berechnet wurde, handelte es sich bei dem zum Abgleich verwendeten T-Modell um ein sogenanntes Eingussmodell, bei dem ausschließlich der finale Zustand der fertigen Bahnhofshalle abgebildet wird. Durch die bauphasenweise Herstellung im G-Modell, bei der die Bodenplatten mit Vorabsetzungen angebaut werden, kann es stellenweise zu sprunghaften Unterschieden in den Bettungseigenschaften kommen. Die Bettungseigenschaften benachbarter Bauabschnitte wurden daher nicht direkt in die T-Modelle übernommen, sondern je nach Reihenfolge ihrer Herstellung mit speziellen Faktoren beaufschlagt bzw. abgemindert. Nur durch diese Maßnahme ließen sich die detaillierten Setzungen des G-Modells hinreichend genau im T-Modell abbilden.

6 Berechnung und Nachweisführung am geotechnischen Modell

Um die Ergebnisse des G-Modells richtig zu interpretieren, mussten unterschiedliche Modelleinstellungen berücksichtigt werden. Die Pfähle wurden größtenteils ausgehend von einem Voraushubniveau hergestellt. Infolge der Aushubentlastung ergab sich eine Verspannung des Bodens innerhalb der Pfahlgruppen und damit eine Steigerung der Scherfestigkeit im Bodenbereich um den Pfahlmantel. Das Stoffmodell ist in der Lage, diese Scherverfestigung zu berücksichtigen. Um die daraus resultierende Tragfähigkeitssteigerung jedoch nicht zu überschätzen, wurden die Pfähle in einer separaten Phase nach dem Aushub als „wished-in-place“ aktiviert. Ebenso ist davon auszugehen, dass in der Realität beim Betonieren der Bodenplatte ein Anteil des Gewichtes des Frischbetons direkt in den Baugrund übergeht. Da sich dieser Anteil nicht sicher abschätzen lässt, wurde die Bodenplatte ebenfalls als „wished-in-place“ aktiviert. Diese Ansätze liegen auf der sicheren Seite.

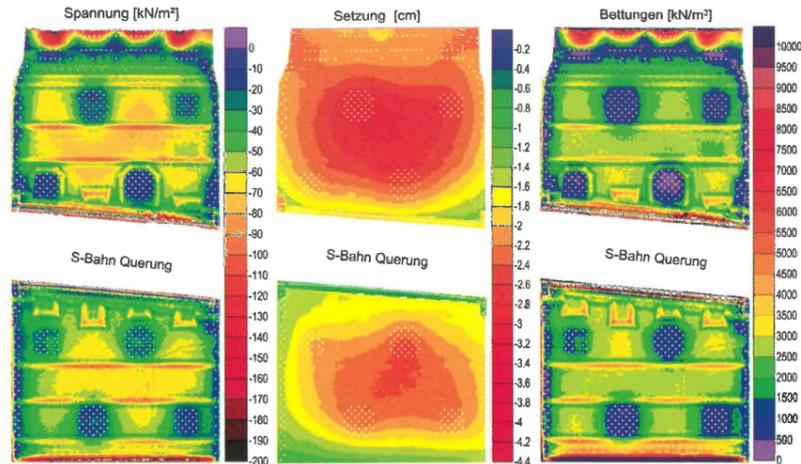


Bild 12: Bodenreaktion unter den Bodenplatten im G-Modell, Bauabschnitte BA09-BA12 (mit Querung des S-Bahnbauwerkes)

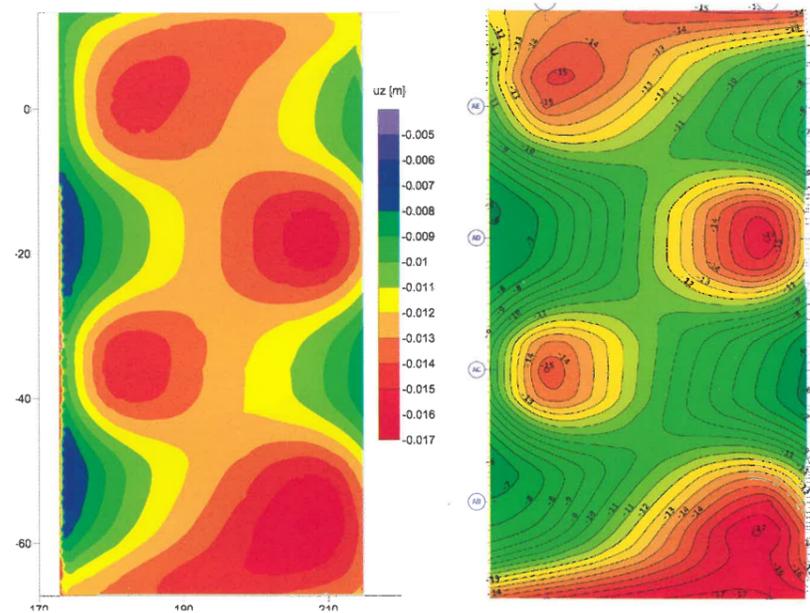


Bild 13: Setzungsvergleich zwischen G- und T-Modell (Bauabschnitt 14)

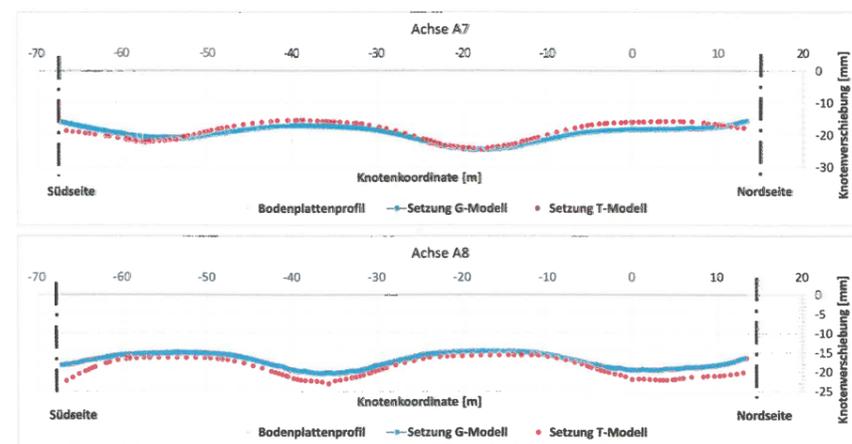


Bild 14: Überlagerung der Setzungen von G- und T-Modell im Querschnitt (Bauabschnitt 13)

Zur Überprüfung der Plausibilität der Berechnungsergebnisse wurden die phasenweise Entwicklung der Pfahlkräfte und Pfahlkopferschiebungen sowie die Vertikalverschiebung von Bodenplatte und Boden auf Plausibilität geprüft. Ebenso wurde die phasenweise Veränderung der Bodenspannung und Porenwasserdruckverteilung überprüft. Dies geschah schon während der Berechnung der einzelnen Phasen. Häufig ergab sich hierbei die Notwendigkeit, die Netzfeinheit anzupassen, Berechnungsphasen weiter zu unterteilen oder Randbedingungen anzupassen. Ebenso wurden Variationen in der Abbildung der Bauphasen vorgenommen.

Die Berechnung des G-Modells mit dem axialen Last-Verformungs-Verhalten der Ort betonrammpfähle zeigte, dass unter den Kelchstützen und Wänden mehr als 90 % der Lasten direkt über die Pfähle in den Baugrund eingeleitet werden. In Bereichen zwischen den Kelchstützen und Wänden werden die Lasten vorwiegend über die Bodenplatte abgetragen. Die Gründungspfähle wurden daher unabhängig von ihrer tragenden Funktion (vollständige Lastabtragung bzw. Setzungsminderung) als Einzelpfähle gemäß DIN EN 1997-1 und DIN 1054 bemessen. Bei der Bemessung sind die Maximalwerte der sich im G-Modell und T-Modell ergebenden Einwirkungen anzusetzen. Beim Nachweis der Sicherheit gegen den Tragfähigkeitsverlust des Bodens in der Pfahlumgebung (äußere Tragfähigkeit) ist die Veränderung des Tragverhaltens gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl infolge Gruppenwirkung zu berücksichtigen. Zusätzlich wurde unter Vernachlässigung der Gründungspfähle die Sicherheit gegen ein Versagen des Baugrundes unter der Einwirkung der Gründung als Flachgründung nachgewiesen.

Der Nachweis der Setzungsbegrenzung der Pfähle und der Bodenplatte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgte mit dem G-Modell bei mittlerem Wasserstand unter Berücksichtigung charakteristischer ständiger Einwirkungen (Eigengewicht und ständig wirkende Lasten) und einem auf der sicheren Seite abgeschätzten setzungswirksamen Anteil der Verkehrslasten.

7 Berechnung und Nachweisführung am Tragwerksmodell

7.1 Einwirkungen und Überlagerung
Zur Berechnung der Tragwerksmodelle musste eine Vielzahl an unterschiedlichen

Einwirkungen und Überlagerungen berücksichtigt werden. Für jedes Teilmodell traten bis zu 240 Einzellastfälle auf, welche wiederum in 7 verschiedenen Bemessungskombinationen miteinander zu überlagern waren. Jeder Einzellastfall konnte dabei viele unterschiedliche Einzel-, Flächen- oder Linienlasten beinhalten. Die Lastaufbringung sowie die Definition der Einwirkungsgruppen und Überlagerungen wurden als textbasierter Code programmiert. Hierzu mussten neben den Lastgrößen zwar auch die geometrischen Parameter der Einwirkungen definiert werden; dies erlaubte jedoch eine relativ einfache und übersichtliche Bearbeitung der Lasten in Tabellenform sowie eine effektive Übernahme in weitere Berechnungsmodelle.

Neben den Eigen- und Ausbaulasten waren unter Anderem folgende Haupteinwirkungen zu berücksichtigen:

- Erd- und Wasserdruck
- Zugverkehr in den Gleisbereichen
- Personenverkehr auf Bahnsteig und Schalendach
- Temperaturlasten im Bau- und Endzustand
- Schwind- und Kriecheinwirkungen des Betons
- Erdbeben
- Tunnelbrand

Auf einige Einwirkungen und ihre Berücksichtigung in den Berechnungsmodellen soll im Folgenden exemplarisch eingegangen werden.

Erddruck

Nach Abstimmung mit dem Baugrundgutachter wurde für die Erddruckbelastung auf die seitlichen Trogwände der erhöhte aktive Erddruck angesetzt. Des Weiteren wurde als untere Grenze ein Mindesterddruck in Form eines um 50 % reduzierten aktiven Erddrucks sowie eine mögliche spätere Teilabgrabung berücksichtigt. Alle drei Szenarien mussten pro Wandseite unabhängig vom Erddruck auf der gegenüberliegenden Seite ermöglicht werden. Da unabhängig von einem möglichen Einsatz einer setzungsreduzierenden Gleitfolie oder späterer äußerer Abdichtung zu planen war, wurde zur Ermittlung der Erddruckkomponenten zusätzlich eine Variation des Wandreibungswinkels berücksichtigt. In Verbindung mit einem maximalen und minimalen Wasserdruck im Endzustand ergab sich schon allein aus diesen Einwirkungen

eine Vielzahl an abhängigen und unabhängigen Lastszenarien. Um diese sinnvoll mit den weiteren Einwirkungen überlagern zu können, wurde auf die Möglichkeit einer Zwischenüberlagerung mit dem Programm MAXIMA von Sofistik zurückgegriffen.

Zugverkehr

Eine ähnliche Vorgehensweise bei der Überlagerung wurde bei der Programmierung der Einwirkungen aus dem Zugverkehr auf der Bodenplatte herangezogen. Diese Programmierung war aufgrund der zu berücksichtigenden Lastmodelle für Zugbrücken nach DIN EN 1991-2 (LM71 und SW/0 bzw. SW/2) und der Anzahl der Gleise jedoch deutlich aufwendiger. In Analogie zu Brückenbauwerken wurden für die Definition der Laststellungen die Querachsen der Bahnhofshalle als Zwischenauflager herangezogen. Auf einer Querachse befinden sich jeweils zwei Kelchstützen und somit die steifen Auflager der Pfahlgruppen. Der Sockelwert des Lastmodells 71 konnte somit feldweise als ca. 30 m lange Lastfläche pro Gleis angesetzt werden. Die großen Einzellasten des Lastmodells wurden auf kleine Lastflächen mit ca. 6 m Länge verschmiert, welche in Intervallen von 4,5 m als Wanderlast berücksichtigt wurden. Für das Lastmodell SW/2 wurden pro Gleis 7 Laststellungen über eine Länge von 60 m untersucht. Um die Anzahl der Einzellasten aus den Lastmodellen zu reduzieren, wurden jeweils 2 Gleise mit großem Abstand zueinander gleichzeitig mit einer versetzten Anordnung der Flächenlasten belastet. Es ergaben sich somit pro zu untersuchendem Bauabschnitt mehr als 100 Lastfälle aus Zugverkehr, welche in mehreren Zwischenüberlagerungen kombiniert wurden.

Temperatur

Für die Bahnhofshalle als großräumiges, im Untergrund eingebettetes Tragwerk lagen keine einschlägig anwendbaren Regelungen für Temperaturansätze vor. Es wurden daher objektspezifische Festlegungen getroffen, welche zuerst durch eine unternehmensinterne Genehmigung von der Deutschen Bahn (UiG) zu klären und im Weiteren durch eine Zustimmung im Einzelfall durch das Eisenbahnbundesamt zu bestätigen waren.

Die Festlegung der Temperaturen innerhalb der Bahnhofshalle erfolgte auf Basis eines thermodynamischen Gutachtens. Hieraus ergab sich für den Endzustand eine maximale und minimale Lufttemperatur im Inneren von +23 °C und 0 °C. Abhängig von den

Bauteildicken und dem mittleren Grundwasserstand sowie unter dem Ansatz einer mittleren Aufstelltemperatur von 10 °C wurden hieraus die konstanten und linear veränderlichen Temperaturanteile in den Bauteilen – getrennt in Bodenplatte, Trogwände, Schalendach und Kelche – der Bahnhofshalle abgeleitet.

Für den Bauzustand wurden für die Trogkonstruktion Temperatureinwirkungen in Anlehnung an die ZTVIng, Teil 5 für erdberührte Flächen angesetzt. Für die Temperaturbeanspruchung des Schalendachs und der Kelche wurde im Bauzustand eine Umgebungstemperatur von -10 °C bis +35 °C herangezogen. Hierbei war es wichtig, auch Belastungszustände abzudecken, welche aufgrund der späteren Einschüttung des Tragwerks im Endzustand nicht auftreten (z.B. Sonnenbestrahlung der Schalendachoberfläche).

7.2 Berücksichtigung der Grenzwertbetrachtung der Bodensteifigkeiten

Aufgrund der Schwankungen in den Bodeneigenschaften können grundsätzlich keine exakten Bettungseigenschaften für das Tragwerksmodell bestimmt werden. In einer Grenzwertbetrachtung sollten deshalb daraus resultierende Setzungsunterschieden am Gesamttragwerk rechnerisch erfasst werden. Hierfür wurden zunächst im geotechnischen Modell, neben den bereits im Zuge des Modellabgleichs ermittelten mittleren Bettungseigenschaften, maximale und minimale Bettungswerte ermittelt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Bettungswerte um ca. +/-20 % variieren können.

Im Tragwerksmodell wurde die Bodenplatte zur Berücksichtigung der Bettungsvariation in mehrere Bereiche unterteilt. Die Unterteilung erfolgte entsprechend der Lagerung des Schalendachs. Dies bedeutet, dass beispielsweise unterhalb der Stützen und unterhalb der Trogwände separate Bereiche definiert wurden. Diesen Bereichen konnten dann im weiteren Verlauf unterschiedliche Bettungswerte zugeordnet werden (Bild 16).

Die Berechnung erfolgte in mehreren Iterationsschritten. Hierbei wurde in einer Iteration einem bestimmten Bereich der untere bzw. obere Grenzwert zugeordnet, während den restlichen Bereichen die gegensätzliche Bettung (unterer bzw. oberer Grenzwert) zugewiesen wurde. In den Berechnungsmodellen wurden alle Szenarien programmiert

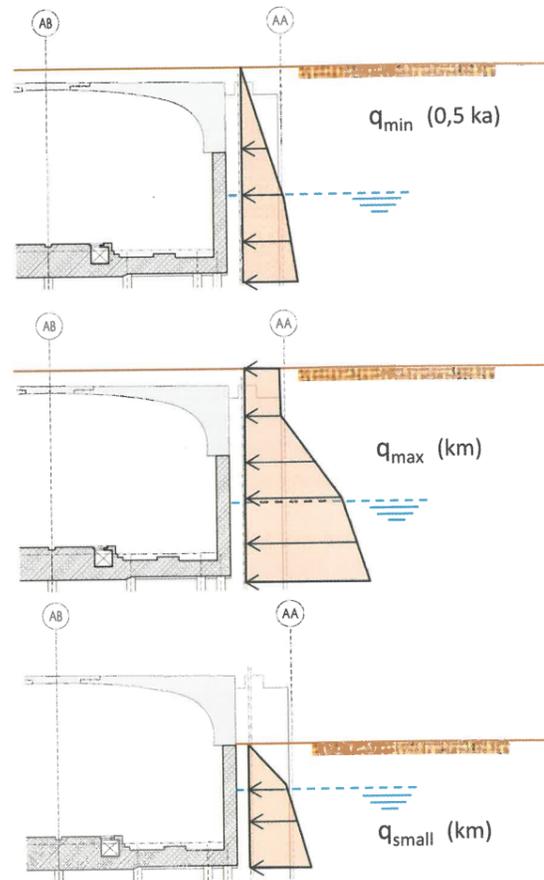


Bild 15: Erddruckbelastungen auf Trogwand

und nacheinander durchgerechnet. Es ergeben sich bis zu 37 Bettungsszenarien pro Bauabschnitt.

In jeder Iteration mussten sowohl die vielen Einzellastfälle als auch die Kombinationen des Teilsicherheitskonzeptes berechnet werden. Zudem wurden die Flächenelemente bemessen. Neben dem Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit wurden hierbei beispielsweise auch Berechnungen zu Bauzuständen, Ermüdung oder Anprallszenarien berücksichtigt. Hierdurch ergab sich eine Vielzahl von verschiedenen Ergebnislastfällen. Die Berechnung eines FE-Modells auf einem gängigen Rechner dauerte dadurch z.T. mehr als einen Tag.

Die maximalen und minimalen Schnittkräfte, Spannungen und Verformungen aus den unterschiedlichen Bemessungskombinationen wurden in jeder Iteration alternierend gespeichert. Dies bedeutet, dass programmintern ein Vergleich mit den bereits ermittelten Ergebnissen erfolgte und die nicht

maßgebenden Ergebnisse überschrieben wurden. Hierdurch konnte die Datenmenge der FE-Modelle deutlich reduziert werden. In jeder Iteration erfolgte ergänzend eine Bemessung der Bauteile. Die Ergebnisse dieser Bemessung wurden für jede Iteration einzeln abgespeichert. Somit konnte im Nachgang stets nachvollzogen werden, welche Bettungsszenarien für die einzelnen Bauteile maßgebend sind. Zusätzlich wurden die Bemessungsergebnisse aller Iterationsläufe überlagert, um die Bewehrungswahl anhand eines zusammenfassenden Bemessungslastfalls zu ermöglichen.

7.3 Bemessungskonzept der Stahlbetonkonstruktion und Berücksichtigung der Zwangseinwirkungen

In den beschriebenen Berechnungsschleifen der T-Modelle mussten die verschiedenen Bemessungssituationen berücksichtigt werden. Neben den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) war für die Stahlbetonkonstruktion vor allem die Begrenzung der Rissweiten im Gebrauchszustand maßgebend.

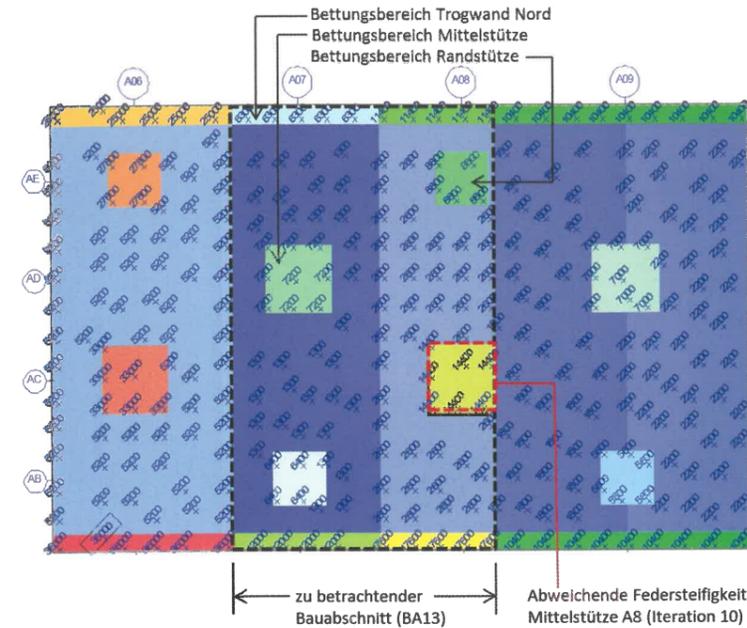


Bild 16: Einteilung der Flächenbereiche zur Variation der Bodensteifigkeiten für Bauabschnitt 13

Iteration	Generelle Bettungssituation	Abweichung von mittlerer Federsteifigkeit Gruppe		Bauabschnitt
		Abweichung	Abweichung	
1	MAX	Trogwand Nord Rechts	-20%	BA12
2	MAX	Trogwand Sued Rechts	-20%	BA12
3	MAX	Mittelstuetze Achse 6	-20%	BA12
4	MAX	Randstuetze Achse 6	-20%	BA12
5	MAX	Trogwand Nord Links	-20%	BA13
6	MAX	Trogwand Nord Rechts	-20%	BA13
7	MAX	Trogwand Sued Links	-20%	BA13
8	MAX	Trogwand Sued Rechts	-20%	BA13
9	MAX	Mittelstuetze Achse 7	-20%	BA13
10	MAX	Mittelstuetze Achse 8	-20%	BA13
11	MAX	Randstuetze Achse 7	-20%	BA13
12	MAX	Randstuetze Achse 8	-20%	BA13
13	MAX	Trogwand Nord	-20%	BA14
14	MAX	Trogwand Sued	-20%	BA14
15	MAX	Mittelstuetze Achse 9	-20%	BA14
16	MAX	Randstuetze Achse 9	-20%	BA14
17	MIN	Trogwand Nord Rechts	20%	BA12
18	MIN	Trogwand Nord Rechts	20%	BA12
19	MIN	Mittelstuetze Achse 6	20%	BA12
20	MIN	Randstuetze Achse 6	20%	BA12
21	MIN	Trogwand Nord Links	20%	BA13
22	MIN	Trogwand Nord Rechts	20%	BA13
23	MIN	Trogwand Sued Links	20%	BA13
24	MIN	Trogwand Sued Rechts	20%	BA13
25	MIN	Mittelstuetze Achse 7	20%	BA13
26	MIN	Mittelstuetze Achse 8	20%	BA13
27	MIN	Randstuetze Achse 7	20%	BA13
28	MIN	Randstuetze Achse 8	20%	BA13
29	MIN	Trogwand Nord	20%	BA14
30	MIN	Trogwand Sued	20%	BA14
31	MIN	Mittelstuetze Achse 9	20%	BA14
32	MIN	Randstuetze Achse 9	20%	BA14
33	MID	BA13	-20%	BA13
34	MID	BA13	20%	BA13
35	MID	Loungepfähle	-20%	Alle
36	MID	Loungepfähle	20%	Alle
37	MID	Alle	-	Alle



Bild 17: Aufbau der Berechnungsschleifen im T-Modell

Grund hierfür war die erforderliche Einhaltung der WU-Anforderungen und die Gewährleistung der angestrebten Sichtbetonqualität. Die Zwängungen durch Temperaturunterschiede und Schwindverformungen des Betons wurden in Form von Dehnungen auf das Modell aufgebracht. Zumindest im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) mussten diese Einwirkungen nicht mit den allgemeinen Lasten überlagert werden, da die Zwangsdehnungen unter 0,8 ‰ lagen (gemäß DIN EN 1992-1-1 NA). Für die Ermittlung der Bewehrung der Stahlbetonkonstruktion wurden folgende Schritte definiert – hierbei waren sowohl die Ergebnisse aus dem jeweiligen Gesamt- und Teilmodell

zu vergleichen und der jeweils maßgebende Wert zu berücksichtigen:

1. Ermittlung der Mindestbewehrung aus Zwang („später“ Zwang in Bahnhofs-längsrichtung; „früher“ Zwang in Bahnhofs-querrichtung) für die Bauteile Bodenplatte, Trogwände und Schalendach als Grundbewehrung.
2. Bemessung der Stahlbetonbauteile im GZT und Ermittlung der erforderlichen Bewehrung für Last und Zwang am FE-Modell unter Berücksichtigung der Grenzwertbetrachtung der Bodensteifigkeiten.

3. Bemessung im GZG (häufige Kombination) und Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am FE-Modell unter Einhaltung der Rissbreiten nur für Lastbeanspruchung (ohne Temperatur und Schwinden) unter Berücksichtigung der Grenzwertbetrachtung der Bodensteifigkeiten.
4. Bemessung im GZG (häufige Kombination) und Ermittlung der erforderlichen Bewehrung am FE-Modell unter Einhaltung der Rissbreiten nur für Zwangsbeanspruchung (nur Temperatur und Schwinden).
5. Bewehrungswahl für die maßgebende Bewehrungsmenge aus den Schritten 1–4 inklusive Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Gesamt- und Teilmodell.

8 Überwachen des Last-Verformungsverhaltens

Zur Überwachung der prognostizierten Verformungen, Sohlspannungen und Pfahlkräfte erstellte das ausführende Unternehmen auf Basis des Instrumentierungsvorschlages der INGE GT S21 und des Messkonzeptes der Smoltczyk und Partner GmbH die Ausführungsplanung für die Instrumentierung des Bahnhofstrog. Diese sieht neben systematisch angeordneten geodätischen

Messpunkten zur Prüfung der Verformung der Bodenplatte in allen Bauabschnitten auch Sohldruckmessgeber zur Aufnahme der eintretenden Sohlspannungen, Porenwasserdruckmessgeber zur Messung des hydrostatischen Druckes unter der Bodenplatte, Pfahlkraftmessdosen zur Feststellung der Pfahlkräfte in den Pfahlgruppen unter ausgewählten Kelchstützen sowie Extensometer zur Messung der Deformation einzelner Baugrundsichten im Untergrund vor. Alle im Untergrund installierten Messinstrumente liefern kontinuierlich Messdaten. Die geodätischen Messungen erfolgen während der Herstellung des Rohbaus im monatlichen Rhythmus. In Intervallen von 6 Monaten werden die Messergebnisse visualisiert, zusammengefasst und unter Berücksichtigung festgelegter Grenzwerte bewertet.



Bild 18: Bewehrung Bodenplatte mit Anschlussbewehrung Kelchstütze

9 Fazit

Mit dem neuen Tiefbahnhof in Stuttgart entsteht derzeit ein einzigartiges Gebäude, das weltweit eine der anspruchsvollsten jemals realisierten Massivbaukonstruktionen darstellt. Sowohl in Ausführung als auch Planung wurde hier Neuland betreten. Herausfordernd war das Vorgehen bei den Untersuchungen des Zusammenspiels von Baugrund und Tragwerk unter Berücksichtigung einer Varianz der Bodensteifigkeiten als Teil des Bemessungskonzepts, welche nur durch eine aufwendige Programmierung der Rechenmodelle sinnvoll realisiert werden konnte. Grundlage hierfür war die enge Kooperation zwischen Geotechnikern und Tragwerksplanern, die eine erfolgreiche Umsetzung des Bemessungskonzepts und der darauf aufbauenden Ausführungsplanung erst ermöglichte. Einmal mehr wurde deutlich, wie wichtig die intensive Zusammenarbeit über die Grenzen der jeweils eigenen Planung hinweg sowie innovative Ansätze innerhalb dieser Kooperation sind. Der voranschreitende Bauprozess des neuen Tiefbahnhofs veranschaulicht eindrücklich die erfolgreiche Realisierung der Planung mit all ihren Besonderheiten.

Literatur

- [L1] A. Schmid, J. Kuhnt, C. Neugart: Herausforderungen bei Berechnung und Bemessung des Tragwerks des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs, In: Berichte der Fachtagung Baustatik – Baupraxis 14: 23.–24. März 2020, Universität Stuttgart
- [L2] A. Mühl, M. Brunner, R. Luna, C. Neugart, T. Noack: Numerical Calculations for Foundation and Structure of the Main Station Stuttgart S21, Conference Proceedings of the Workshop on Numerical Methods in



Bild 19: Blick in Bahnhofstrog mit Schalung Kelchstütze im Vordergrund

- Geotechnics 2017, Hamburg, ISBN 978-3-936310-43-6, S. 257–280, herausgegeben durch J. Grabe; Institute of Geotechnical Engineering and Construction Management
- [L3] R. Bechmann, A. Schmid, T. Noack, W. Sobek: Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs. In: Beton- und Stahlbetonbau, 114. Jahrgang, Mai 2019, S. 346–355
- [L4] L. Blandini, T. Noack, A. Schuster, W. Sobek: Structural Modelling of the Railway Station „Stuttgart 21“, SOFISTIK Seminar, 2012 Köln, Tagungsband V14-1 bis V14-7
- [L5] G. Maitschke, R. Bechmann: Hauptbahnhof Stuttgart – Nachhaltiges Gründungskonzept und gesamthafte statische Berechnung der Bahnhofshalle, 33. Baugrundtagung der DGGT (23.–26. September 2014), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 55–59
- [L6] T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier: Formulation and verification of the Hardening-Soil Model. in: Brinkgreve, R.B.J. (Publ.): Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1999, pp. 281–290
- [L7] T. Benz: Small Strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.D. thesis, University of Stuttgart, 2007
- [L8] Plaxis, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Delft University of Technology & Plaxis b.v. The Netherlands: Reference Manual, Material Models Manual, Scientific Manual

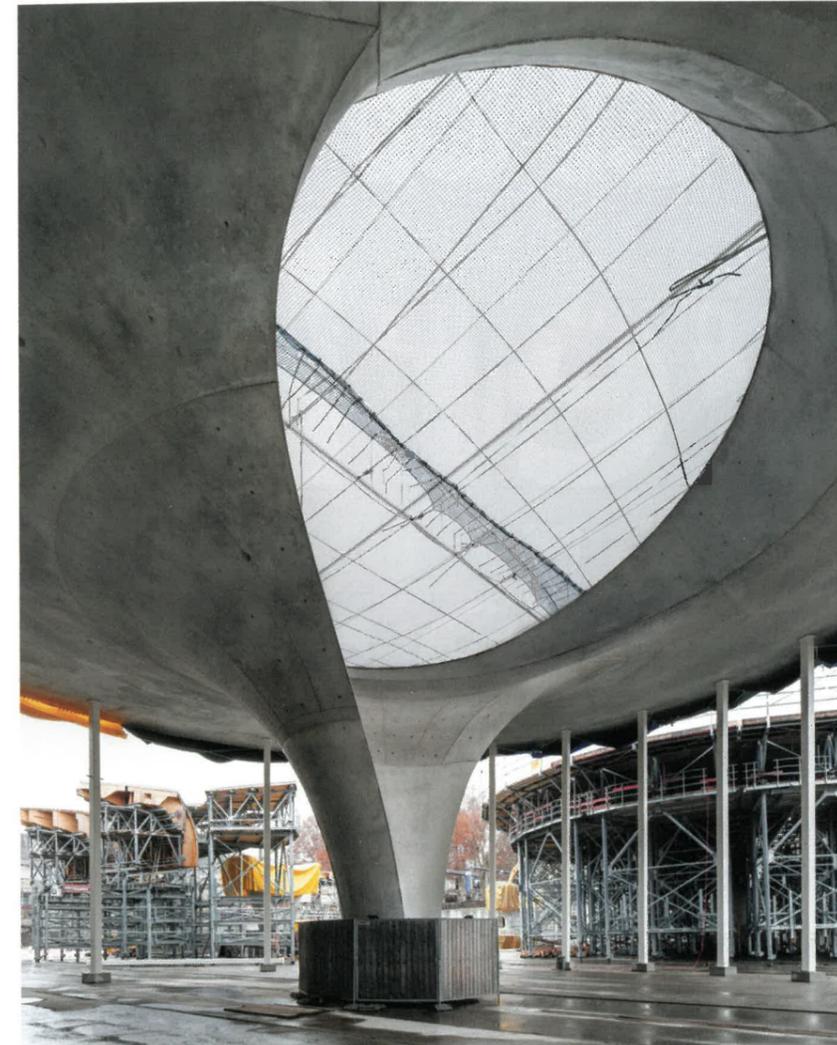


Bild 20: Ausgeschaltete Kelchstütze mit temporären Randunterstützungen



Dipl.-Ing. Clemens Neugart

Projektleiter
clemens.neugart@wernersobek.com



Dipl.-Ing. Johannes Kuhnt

Projektleiter



Dipl.-Ing. Angelika Schmid

Prokuristin

Werner Sobek AG
Albstr. 14
70597 Stuttgart

www.wernersobek.com



Dipl.-Ing. (BA)
Alexander Mühl

Bereichsleiter Infrastruktur/
Geotechnik



Dipl.-Ing.
Michael Brunner

Senior Consultant



M.Sc. René Luna

Projektingenieur

CDM Smith Consult GmbH
Weißenfels Str. 65 H
04229 Leipzig

www.cdmsmith.com