

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Deuchler, F.; Höß, R.; Hildenbrand, F.

Belastungsansätze und Standsicherheitsnachweise für die Ertüchtigung der Schleuse Mannheim-Feudenheim

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102229>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Deuchler, F.; Höß, R.; Hildenbrand, F. (2014): Belastungsansätze und Standsicherheitsnachweise für die Ertüchtigung der Schleuse Mannheim-Feudenheim. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Berechnungen und Analysen für bestehende Wasserbauwerke. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 75-97.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Belastungsansätze und Standsicherheitsnachweise für die Ertüchtigung der Schleuse Mannheim-Feudenheim

Dipl.-Ing. F. Deuchler, Dipl.-Ing. R. Höß (INGENIEURGRUPPE BAUEN, Mannheim)
Dipl.-Ing. F. Hildenbrand (Amt für Neckarausbau, Heidelberg)

1 Einleitung

Die Generaldirektion für Wasserstraßen und Schifffahrt betreibt an der Bundeswasserstraße Neckar im Ortsteil Feudenheim der Stadt Mannheim die Schleusenanlage Feudenheim.

Die Schleuse Feudenheim bei Neckar-km 6,212 wurde in den 1920-er Jahren als Doppelschleuse mit zwei Schleusenkammern (der heutigen linken und mittleren Kammer) errichtet und im Jahre 1927 in Betrieb genommen. Linke und mittlere Kammer besitzen eine Nutzlänge von 102,6 bzw. 105,00 m. Die linke Kammer hat eine Breite von 11,01 m und die mittlere Kammer hat eine Breite von 11,86 m.. Abhängig vom Wasserstand des Rheins beträgt die mittlere Hubhöhe 10,00 m. In den 1970-er Jahren wurde die rechte 3. Schleusenkammer direkt neben der Doppelschleuse gebaut, welche als „Ersatzschleuse Feudenheim“ bezeichnet wird. Die „Ersatzschleuse“ ging 1973 in Betrieb, hat eine Nutzlänge von 190 m und eine Breite von 11,90 m. Sie reicht nach beiden Seiten über die Doppelschleuse hinaus.



Bild 1: Luftbild Schleusenanlage aus Süd-Ost

An den teilweise nun fast 90 Jahre alten Anlagen der linken und der mittleren Kammer sind deutliche Schäden, vor Allem an den Hubtürmen und an den Bauteilen der mittleren Kammer, sichtbar.

Die Hubtore und die Antriebstechnik sind störungsanfällig und bedürfen einer intensiven Unterhaltung. Seit 2008 steht der Neckarkanal als Sachgesamtheit unter Denkmalschutz und ist ein Kulturdenkmal gemäß § 2 DSchG des Landes Baden-Württemberg. Die Schleuse Feudenheim ist die Eingangsschleuse in den Neckar. Die von Paul Bonatz im Sinne der neuen Sachlichkeit entworfenen Hubtürme, die ca. 20 m aus der Rheinebene empor ragen, stellen ein besonderes Werk im Schaffen des Architekten dar.

Hauptgründe für die Maßnahmen an der Schiffsschleusenanlage Feudenheim sind vor allem die Störanfälligkeit der Hubtortechnik, welche Großteils noch aus der Bauzeit stammt, sowie die schadhafte Bausubstanz der Hubtürme. Deshalb soll die Hubtortechnik der linken Schleusenkammer durch eine moderne und unterhaltungsarme, dem Neckarstandard entsprechende Stemmortechnik ersetzt werden. Der Einbau der Stemmtore in die bestehende Massivbaukontur des Oberhauptes und des Unterhauptes ist tragwerksplanerisch kaum möglich und mit hohen Kosten sowie Baurisiken verbunden. Deshalb müssen für die neuen Stemmtore vor den bestehenden Häuptionen neue Häuptionen errichtet werden. Die bestehenden Häuptionen werden zu Kammerblöcken umgebaut. Die mittlere Kammer ist zur Bewältigung des zukünftigen Verkehrs nicht erforderlich und wird daher stillgelegt.

Die Arbeitsgemeinschaft RMD CONSULT / PÖYRY GWK / INGENIEURGRUPPE BAUEN (ARGE) wurde vom Amt für Neckarausbau Heidelberg (ANH) beauftragt, die Planungsleistungen für „Instandsetzung und Umbau der Neckarschleuse Feudenheim, Neckar-km 6,21“ zu erbringen.

2 Vorstellung Schleuse Bestand / Planung Umbau und Instandsetzung

2.1 Bestand, linke und mittlere Kammer (Doppelschleuse)

Die Doppelschleuse wurde in den 1920-er Jahren in Massivbauweise als monolithisches Trogbauwerk hergestellt. Die Kammerwände spannen sich in die tragende, elastisch gebettete Bodenplatte ein. Die 3,00 m dicke Sohlenplatte im Kammerbereich ist unten und oben in Tragrichtung quer zu den Kammern bewehrt. Aus der Sohle heraus ist in die aufgehenden Kammerwände eine Anschlussbewehrung geführt, die nur über einen Teil der Wandhöhen reicht. Der obere Teil der Kammerwände ist unbewehrt. Die Bewehrung ist wie seinerzeit üblich in Abhängigkeit der Beanspruchung gestaffelt. In Längsrichtung der Schleuse ist nur eine Montagebewehrung für die Tragbewehrung mit kleinem Bewehrungsgrad vorhanden. Die Stahlgüte des Betonstahls entspricht einem BSt I.

Der Massenbeton wurde als Stampfbeton hergestellt, mit entsprechend hohen Streuwerten der verschiedenen Betoneigenschaften. Die Festigkeit des Kernbetons wurde in den erstellten Betongutachten mit einem C4/5 (B5) bestimmt, die Bewehrung wurde in dünnen Schalen aus höherwertigem Beton C8/10 (B10) bis C20/25 (B25) verlegt.

Das im Bereich der linken Kammer zum Kammerblock umzubauende bestehende Oberhaupt besitzt eine deutlich andere Geometrie der Außenwände. Die im Kammerbereich vorhandene Wanddicke von 8,00 m an der Basis der Außenwände ist im Bereich des bestehenden Oberhauts auf die Hälfte, nämlich 4,00 m reduziert. Sie wird oben im Bereich des Hubturms auf dessen Breite von 5,50 m aufgevoutet. Die Sohle im bestehenden Oberhaupt besitzt die gleiche Dicke wie im Kammerbereich. Zusätzlich ist auf der Oberseite der Sohle eine 20 cm dicke, unbewehrte Verschleißschicht (Solidität) vorhanden. Die Bewehrung in den Kammerwänden und in der Sohle ist im bestehenden Oberhaupt nur bis zur Innenkante der oberwasserseitigen Abschlusswand vorhanden. Im Bereich der Abschlusswand sind die Kammerwände und die Sohle unbewehrt. Die Schalen aus höherwertigem Beton in den Randbereichen der Bauteile dienen dort lediglich der Dichtigkeit. Ansonsten entspricht die vorhandene Sohlbewehrung des Oberhauts derjenigen im Bereich der weiteren Kammerblöcke. Der Bewehrungsgrad der gestaffelten Anschlussbewehrung in die Wände weicht von demjenigen in den Kammerblöcken ab, ist aber nur geringfügig größer. Zum Schutz gegen Unterspülung des auf Schwemmsand gegründeten bestehenden Oberhauts ist eine umlaufende Spundwand aus Larssen I - Spundwandbohlen vorhanden, die keine tragende Funktion besitzt. Die Oberkante der Hubtürme liegt ca. 17 m über OK Planie (ca. 1,0 m über Regelwasserstand Kanal).

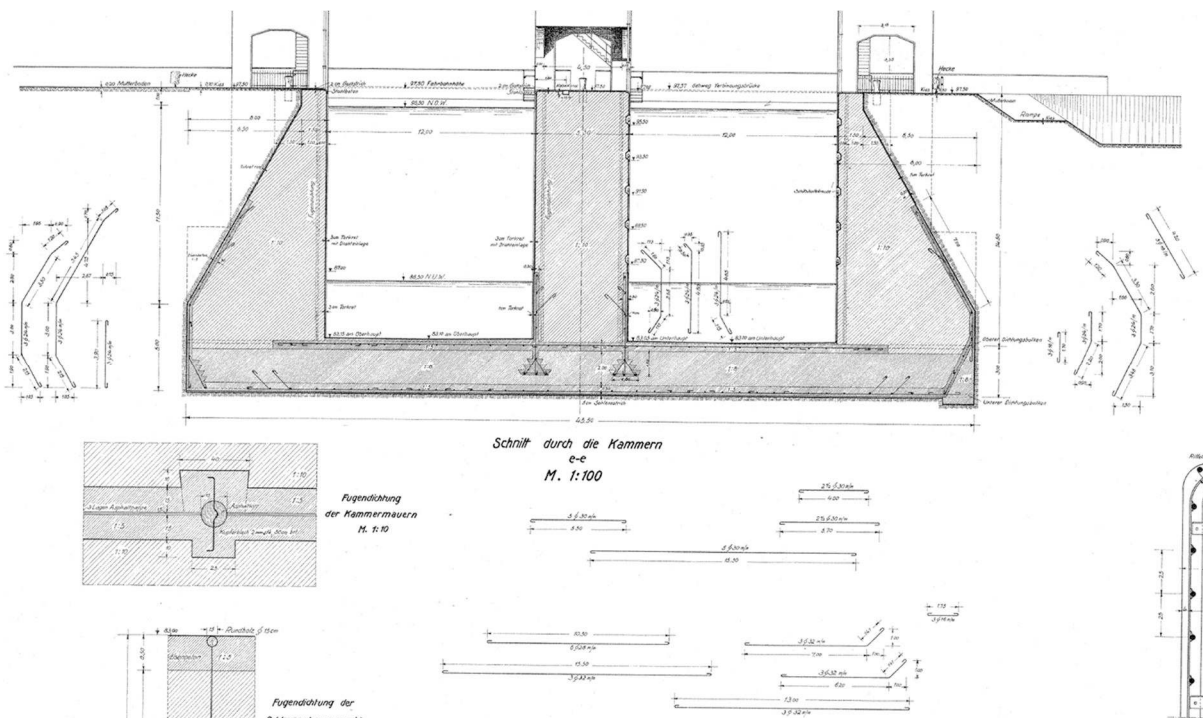


Bild 2: Regelschnitt der Doppelschleuse im Kammerbereich, Blickrichtung Unterwasser

Neckarkanalisation
 Mannheim-Plochingen
 Staustufe Ladenburg

Schleuse Feudenheim

Neckarbaudirektion Stuttgart
 Neckarbauamt Heidelberg

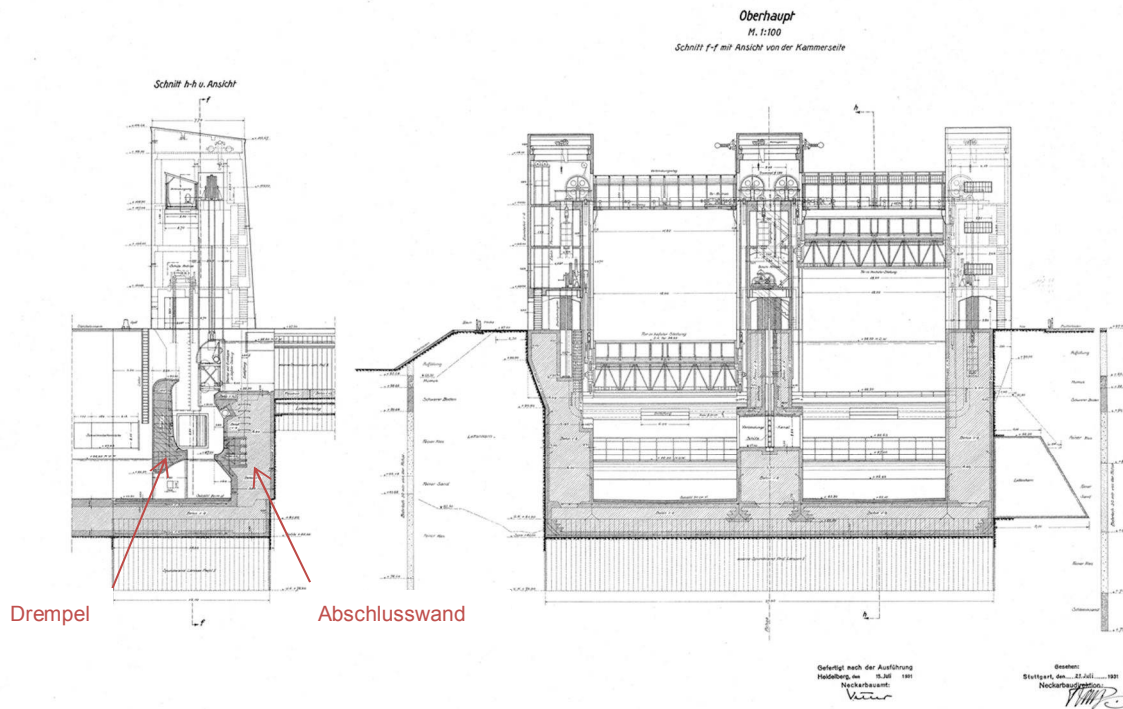


Bild 3: Längs- und Querschnitt des bestehenden Oberhauts

Das im Bereich der linken Kammer zum Kammerblock umzubauende bestehende Unterhaupt weist ebenfalls eine andere Geometrie der Außenwände auf. Die Energieumwandlung ist in den beiden Kammern deutlich unterschiedlich ausgeführt worden. In der linken Kammer ist eine tiefe Bremskammer vorhanden, die eine nur 1,25 m dicke Sohle und eine 40 cm dicke Decke besitzt, die beide kreuzweise bewehrt und durchgehend aus höherwertigem Beton hergestellt wurden. In der mittleren Kammer ist eine massive, mindestens 3,55 m dicke Sohle mit einer Zahnschwelle als Störkörper vorhanden. Der Bewehrungsgrad der Anschlussbewehrung in die Kammerwände ist klein. Die Bewehrungsseisen sind kurz und enden bereits ca. 2,40 m über OK Sohle. Zum Schutz gegen Unterspülung des auf Schwemmsand gegründeten bestehenden Unterhauts ist eine umlaufende Spundwand aus Larssen I - Spundwandbohlen vorhanden, die keine tragende Funktion besitzt. Die Oberkante der Hubtürme liegt ca. 21 m über OK Planie.

Im Unterwasser der Schleusenanlage sind in geringem Abstand zur Schleusenanlage die Betriebswegbrücke für die Zufahrt zum Schleusengelände (in Bild 3 nicht dargestellt) und die „Riedbahnbrücke“ der DB vorhanden, die im Zuge des Baus der „Ersatzschleuse“ gegenüber der Darstellung im Bild 4 einige Meter in Richtung Unterwasser verschoben wurde.

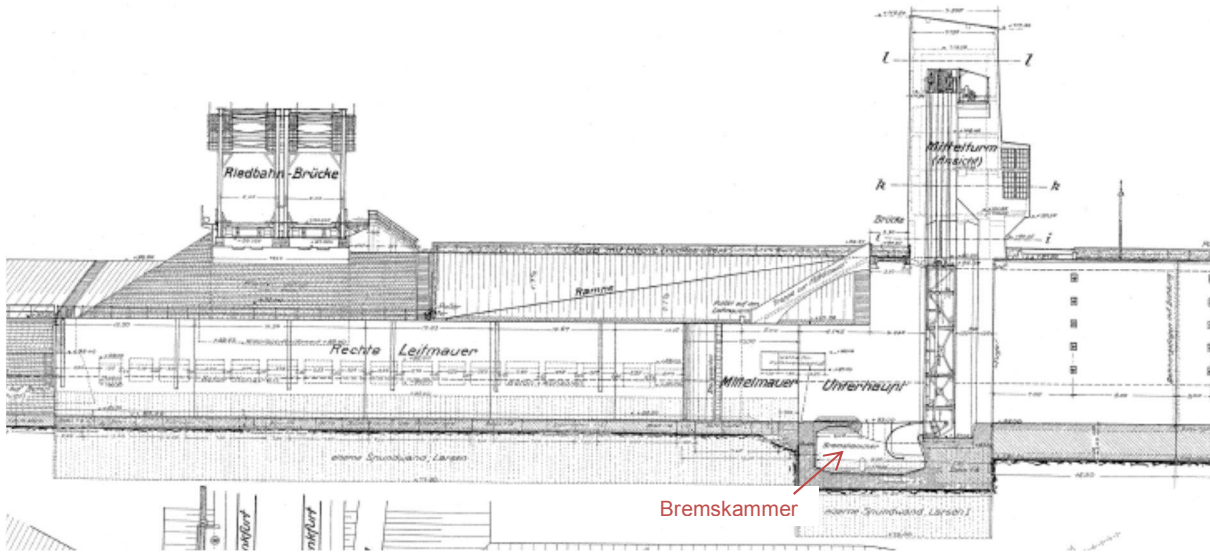


Bild 4: Längsschnitt des bestehenden Unterhauts der linken Kammer

2.2 Bestand, rechte Kammer (Ersatzschleuse)

Die 3. Kammer („Ersatzschleuse“) wurde als Spundwandschleuse hergestellt. Die beiden Häupter sind in Massivbauweise errichtet und mittels Caissons gegründet worden. Der Bereich zwischen der ehemaligen Außenwand der rechten Kammer der Doppelschleuse und der linken Spundwand der „Ersatzschleuse“ wurde mit unbewehrtem Beton verfüllt. In die rechte Kammerwand der Doppelschleuse wurden Bewehrungsstäbe als Verbundbewehrung mittels Kernbohrung eingebaut.

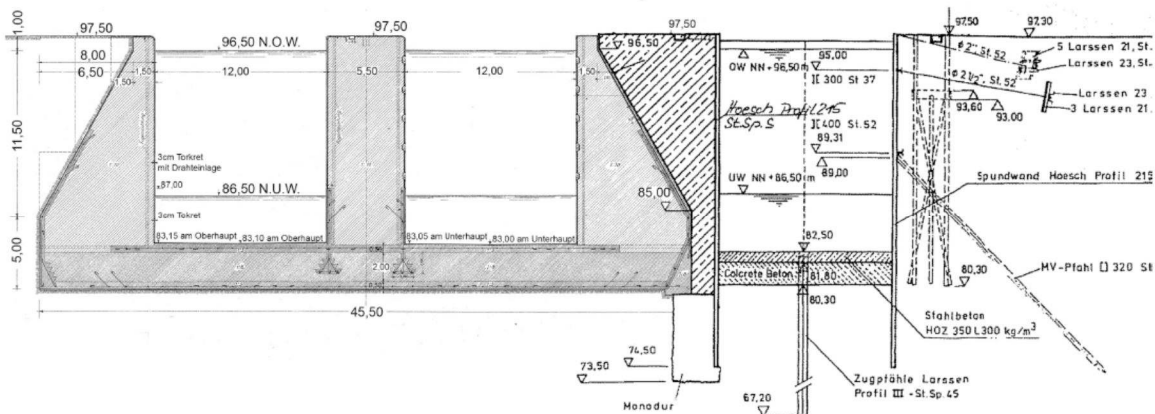


Bild 5: Regelschnitt Kammerbereich mit „Ersatzschleuse“

2.3 Planung Umbau und Instandsetzung

Die Planung des Umbaus der Schleusenanlage Feudenheim beinhaltet im Wesentlichen an der linken Kammer den Bau eines neuen Oberhauts, den Umbau der bestehenden Häupter zu Kammerblöcken mit Einbau neuer Ausrüstungsteile, den Bau eines neuen Unterhauts einschließlich eines neuen Bedienstegs und den Umbau des oberen Vorhafens im Kanalbereich vor der lin-

ken Kammer. In den neuen Bereich des oberen Vorhafens wird eine Ro-Ro-Rampe zur Anlandung der Mobilkräne für den Ausbau der bestehenden Hubtore und für den Ein- und Ausbau der neuen Stemmtore integriert, da die bestehende Betriebswegbrücke am Unterhaupt nicht für deren Belastung ausgelegt ist. Ein Ausheben der Stemmtore im Unterwasser ist vom Wasser aus aufgrund der beengten Platzverhältnisse unter den Brücken nicht möglich. An den Häuptern werden Kranstellplätze vorgesehen.

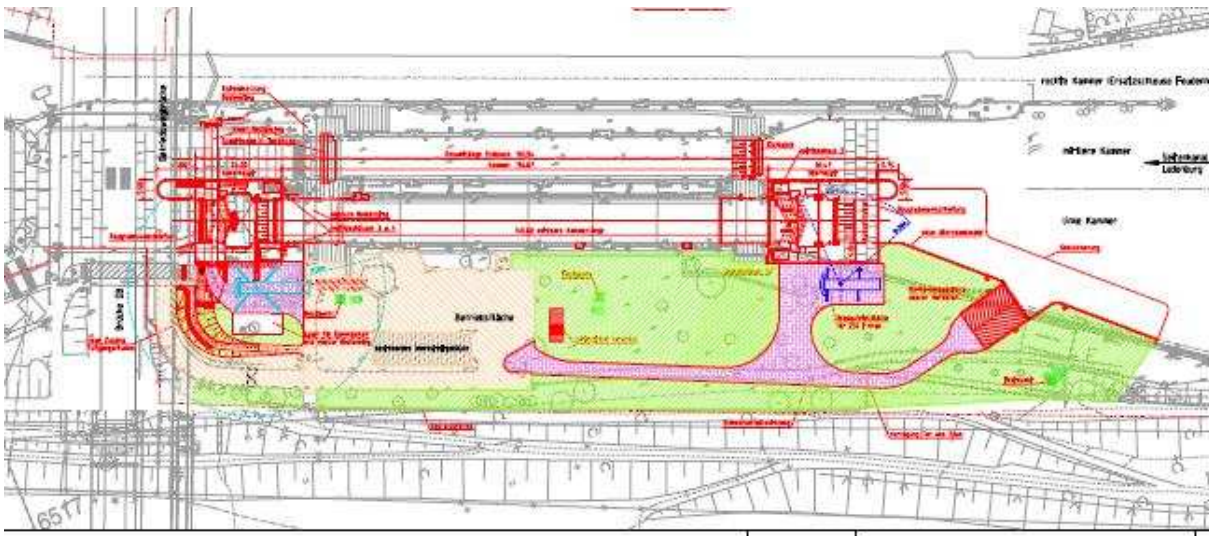


Bild 6: Ausschnitt Grundrissplan aus der Entwurfsplanung

Im bestehenden Oberhaupt werden in der linken Kammer im Zuge des Umbaus zum Kammerblock die Abschlusswand und der Drempel abgerissen sowie neue Vorsatzschalen an den beiden Kammerwänden und auf der OK der Kammersohle hergestellt. Die neue Vorsatzschale der Kammerwände wird 40 cm dick, auch unter den bestehenden Hubtürmen, ausgeführt. Die bestehenden Nischen des Hubtores werden verschlossen. Das Hubtor und die zugehörige Antriebstechnik werden ausgebaut. Die vorhandene Verschleißschicht und ein Teil der oberen bestehenden Schale der Sohle in der linken Kammer werden abgerissen und eine neue, 30 cm dicke bewehrte Schale aufgebracht. Im bestehenden Unterhaupt werden der Hechtkopf und die Uferwand unterwasserseitig der Hubtürme der linken Kammer um 6,00 m erhöht, um auf OK Planie zu kommen. Die Brennkammer wird mit Beton verfüllt. Die Kammerwände erhalten wie im bestehenden Oberhaupt eine neue, 40 cm dicke Vorsatzschale. Die bestehenden Tornischen werden verschlossen. Das Hubtor und die zugehörige Antriebstechnik werden ausgebaut. Im Kammerbereich werden Schwimmpoller eingebaut und es wird eine partielle Oberflächeninstandsetzung der Kammerwände durchgeführt.

An der mittleren Kammer wird ein Teil des Untertores aus Denkmalschutzgründen auf einen neuen Balken, dessen Oberkante in Höhe OK Planie liegt, aufgestellt. Weil die mittlere Kammer nach dem Umbau am Unterhaupt ständig geöffnet ist, wird deren Obertor Obertor zur Sicherung der Stauhaltung abgesenkt, verdämmt und verbleibt in der Kammer.

Alle Hubtürme der linken und der mittleren Kammer bleiben erhalten und werden von den Hubtoren und deren Antriebstechnik entlastet.

3 Berechnungsgrundlagen

Für die bestehenden Häupter der Doppelschleuse liegen keine statischen Berechnungen vor. Schal- und Bewehrungspläne für die bestehenden Bauteile der Doppelschleuse einschließlich der Hubtürme sind in unterschiedlicher Qualität und Aussagekraft vorhanden.

Für den geplanten Umbau und für die geplante Instandsetzung der Schleuse Feudenheim wurde ein geotechnisches Gutachten durch die GeolIngenieure Früchtenicht + Lehmann GmbH erstellt. Die Schleusengruppe ist auf Rheinkies mit Sand- und Kieslagen gegründet. Diese beinhalten örtlich geringe bindige Nebenbestandteile oder linsenartige bindige Schichten. Etwa 30 m unter der Gründung steht ein bindiger nicht tragfähiger Zwischenhorizont an, der den ansonsten tragfähigeren Mittelrheinkies unterbricht. Besonders schwierig war es die zu erwartenden Setzungen aus den Umbaumaßnahmen, insbesondere aus der ursprünglich geplanten Verfüllung der Mittelkammer, realitätsnah abzuschätzen. Die durchgeführten Oedometer-Versuche brachten unbefriedigende Ergebnisse, so dass der geotechnische Sachverständige eine räumliche FEM-Berechnung der gesamten Schleusenanlage unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte durchführen musste, um die Steifigkeitswerte der Bodenschichten des unter der Schleusenanlage vorhandenen Baugrunds ermitteln zu können. Zur Kalibrierung dieser Berechnung und der in der Berechnung zu berücksichtigenden Steifigkeitswerte der Bodenschichten wurden zusätzlich Setzungsmessungen „In Situ“ durchgeführt. Als Ergebnis hieraus wurden uns vom Bodengutachter Bettungsmoduli mit Werten von $K_S = 5-10 \text{ MN/m}^3$ im Bereich der bestehenden Doppelschleuse für die Erstellung unserer statischen Berechnungen benannt. Auf der 32. Baugrundtagung 2012 in Mainz wurde hierzu der Vortrag „Besondere Baugrundbedingungen für die geplanten Baumaßnahmen an der Neckarschleuse Feudenheim“ von den Herren Dr.-Ing. C. Gutberlet (GeolIngenieure Früchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden), Dr.-Ing. U. Lehmann (GeolIngenieure Früchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden), Dr.-Ing. G. Bachmann (simGEO Ingenieurgesellschaft mbH, Dieburg) und Prof. Dipl.-Ing. H. Quick (Prof. Dipl.-Ing. H. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt) gehalten.

4 Tragwerksplanung am Beispiel Umbau des bestehenden Oberhauptes

4.1 Entwurfsplanung mit dem Bettungsmodulverfahren

In der Entwurfsplanung wurde zur Ermittlung der Beanspruchungen des bestehenden Oberhauptes eine FEM-Berechnung an einem räumlichen Gesamtmodell durchgeführt, das auch die 3 Hubtürme auf den Kammerwänden berücksichtigt hat.

Die Sohle wurde als elastisch gebettete Bodenplatte mit den vom Bodengutachter im 8. Bericht angegebenen Bettungsmoduln von $K_S = 10 \text{ MN/m}^3$ in den Randzonen und von $K_S = 5 \text{ MN/m}^3$ im Mittenbereich der Platte generiert. Im Bereich der Abschlusswand wurde am Übergang vom unbe-

wehrten zum bewehrten Bereich der Sohle ein Gelenk eingeführt, um Biegebeanspruchungen in Längsrichtung der Schleuse an dieser Nahtstelle auszuschalten. Zur Erfassung der Anschnittslinien der massiven Abschlusswand und des massiven Drempels wurden deren Außenkonturen durch Schalenelemente auf Vorder-, Hinter-, Ober- und Unterseite generiert. Die vorgespannten Daueranker, die als Ertüchtigungsmaßnahme der landseitigen Außenwand notwendig werden, wurden als nichtlineare Federn mit Vorspannung und einer Fließlast zur Begrenzung der aufnehmbaren Ankerkräfte abgebildet.

Für den Endzustand und für mehrere Zwischenbauzustände während des Umbaus wurden verschiedene Systeme untersucht.

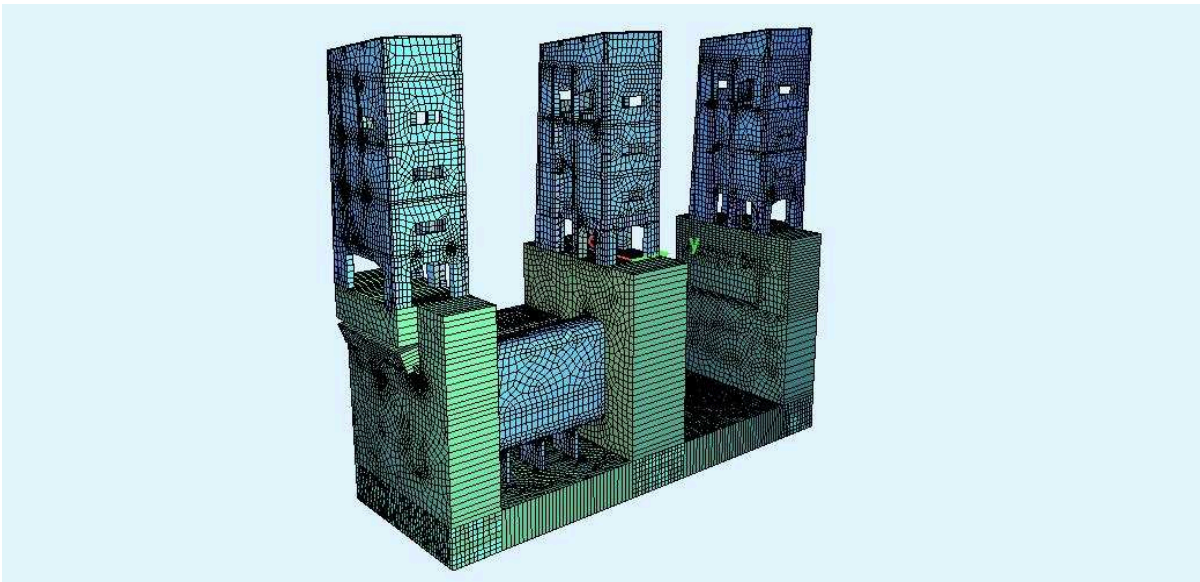


Bild 7: Gesamtsystem für den Endzustand

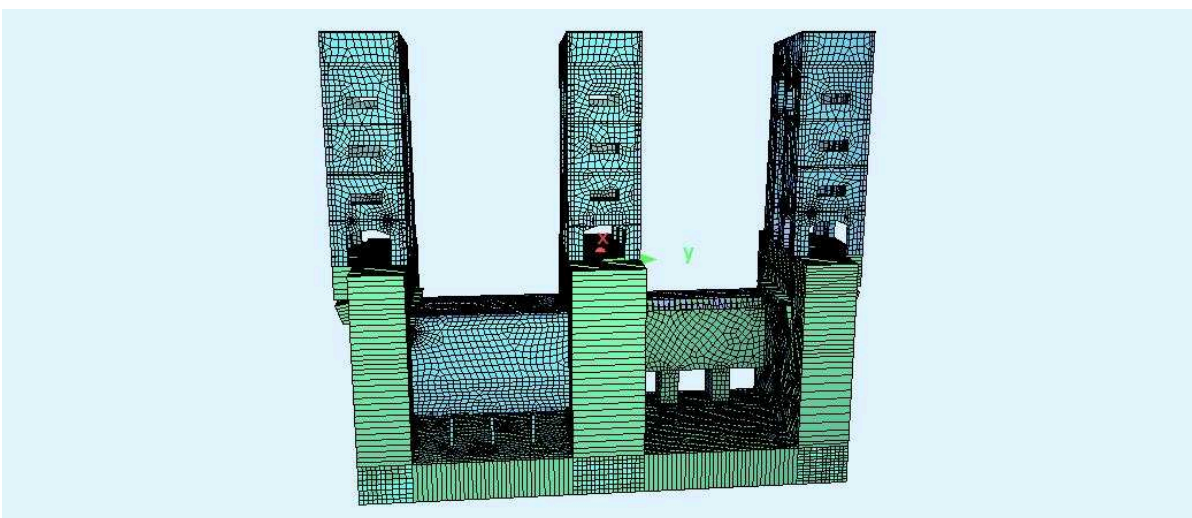


Bild 8: Gesamtsystem für einen Zwischenbauzustand

Alle Einwirkungen wurden als äußere Lasten aufgebracht. Der Erddruck aus Bodeneigengewicht und aus den verschiedenen Verkehrslasten auf OK Gelände wurde „klassisch“ nach DIN 4085 ermittelt. In den ersten Zwischenbauzuständen, in denen der Dremmel und die Abschlusswand noch in der linken Kammer vorhanden waren, wurde der volle Erdruhedruck berücksichtigt. Im Endzustand nach Abbruch der beiden vorgenannten Bauteile wurde ein erhöht aktiver Erddruck (50% aktiver Erddruck - 50% Erdruhedruck) angesetzt.

Ein weiterer wichtiger Grund für die Abbildung mit einem räumlichen Gesamtsystem war, dass neben den üblichen Einwirkungen aus Eigengewicht, Erd- und Wasserdruck die Einwirkungen aus Erdbeben anzusetzen sind, da Mannheim nach DIN 4149 in der Erdbebenzone 1 liegt. Eine vereinfachte Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen und der daraus ermittelten Beanspruchungen, die zu sehr auf der sicheren Seite liegen, war im Hinblick auf die Bausubstanz und die Randbedingungen im bestehenden Bauwerk nicht zielführend. Die Beanspruchungen aus Erdbeben wurden mit dem Antwortspektrenverfahren unter Berücksichtigung mehrerer Schwingungsformen nach DIN 4149, Abschnitt 6.2.3 ermittelt. Die Verformungsfigur der Schwingungsform der Eigenfrequenz Nr. 2 ist im Bild 9 dargestellt.

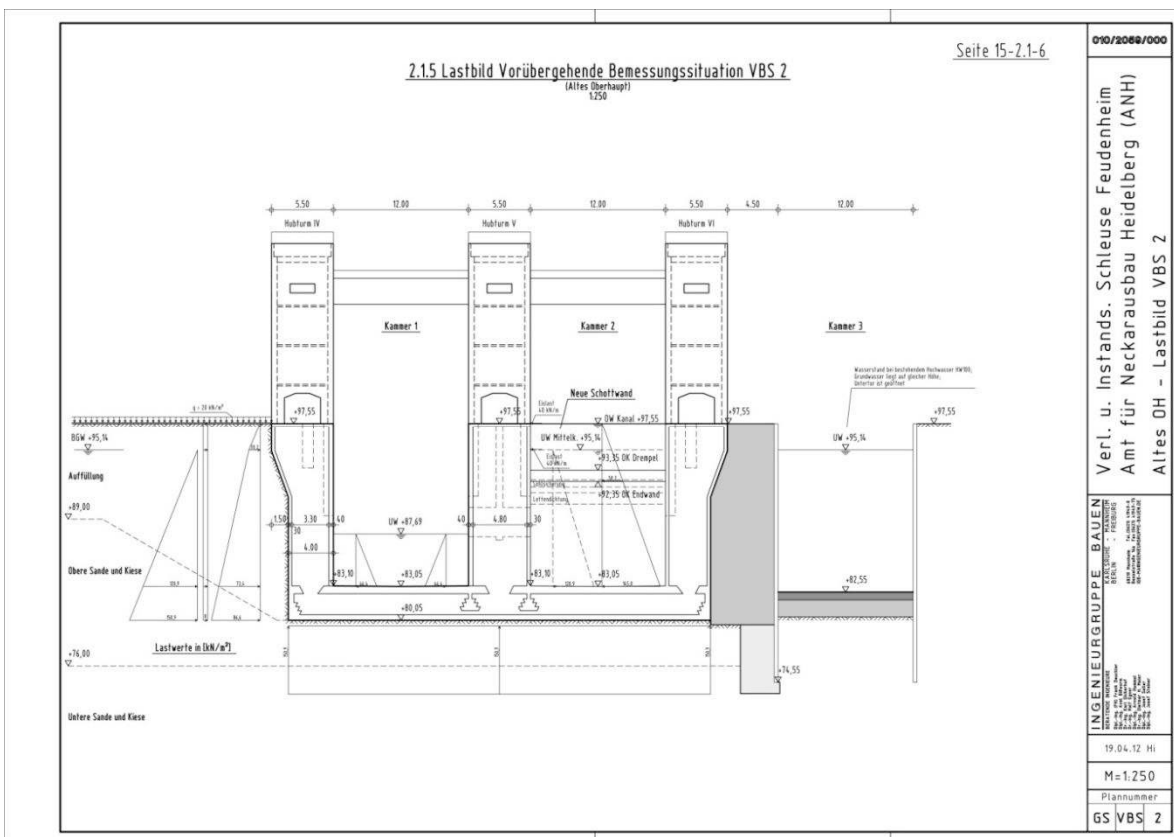


Bild 9: Lastbild für Revision bei HW 100 (VBS 2) und teilgefluteter linker Kammer

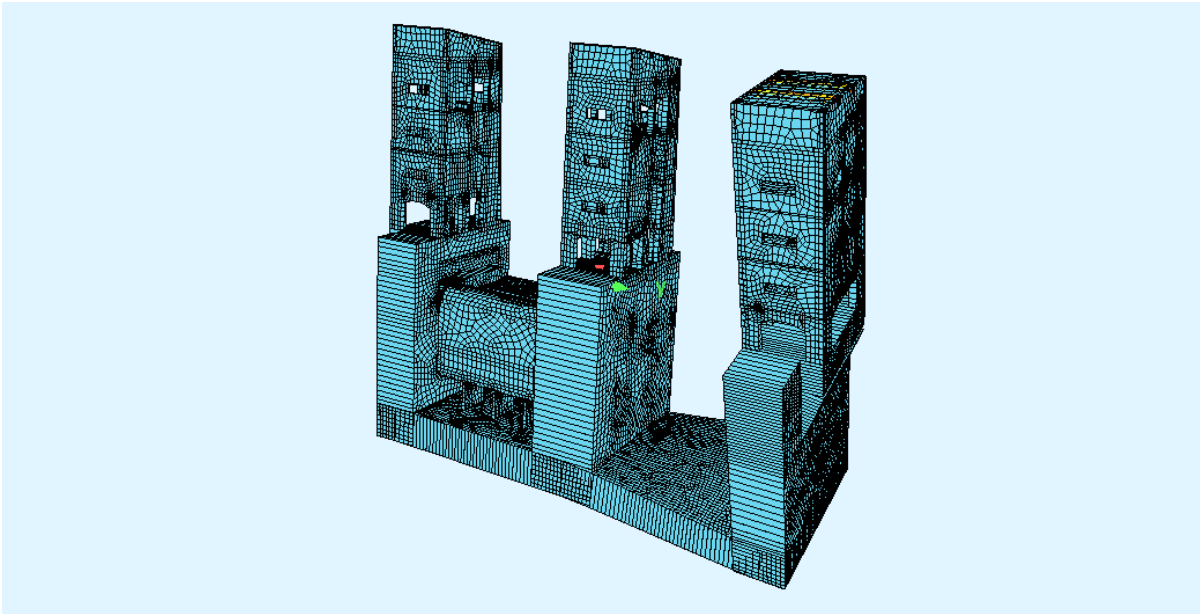


Bild 10: Verformungsfigur der 2. Eigenfrequenz

Ein Vorteil gegenüber der im nachfolgenden Kapitel beschriebenen Modellierung mit dem Steifemodulverfahren ist, dass trotz der nichtlinearen Berechnung das semiprobabilistische Teilsicherheitskonzept direkt berücksichtigt werden kann, da jede einzelne Einwirkung als äußere Last aufgebracht wird. In die nichtlineare Berechnung gehen dann Lastkombinationen auf Bemessungsniveau ein, bei denen in Abhängigkeit der jeweiligen Bemessungssituation (SBS: Ständige Bemessungssituation, VBS: Vorübergehende Bemessungssituation, ABS: Außergewöhnliche Bemessungssituation) die jeweiligen Einwirkungen zuvor mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert werden. Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden die gleichen Lastkombinationen mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,0$ für alle Einwirkungen gebildet.

Das Endergebnis der durchgeführten Berechnungen im Zuge der Entwurfsplanung ergab als Verstärkung der landseitigen Kammerwand und als Ersatz für die entfallenen stützenden Bauteile Abschlusswand und Drempe die Anzahl von 4 Lagen vorgespannter Daueranker. Die nicht zugänglichen, erdberührten Bereiche der landseitigen Kammerwand und der Unterkante der Sohle befinden sich in den meisten Bemessungssituationen und an den meisten Bemessungsschnitten in der Druckzone bzw. in der Zugzone bei gering klaffender Fuge, so dass die Bauteile überwiegend als unbewehrte Querschnitte nachgewiesen werden konnten. Bei der Bemessung hat die Berücksichtigung des Riss- und Porenwasserdrucks nach DIN 19702, Abschnitt 4.2.3.4 einen nicht unerheblichen Einfluss.

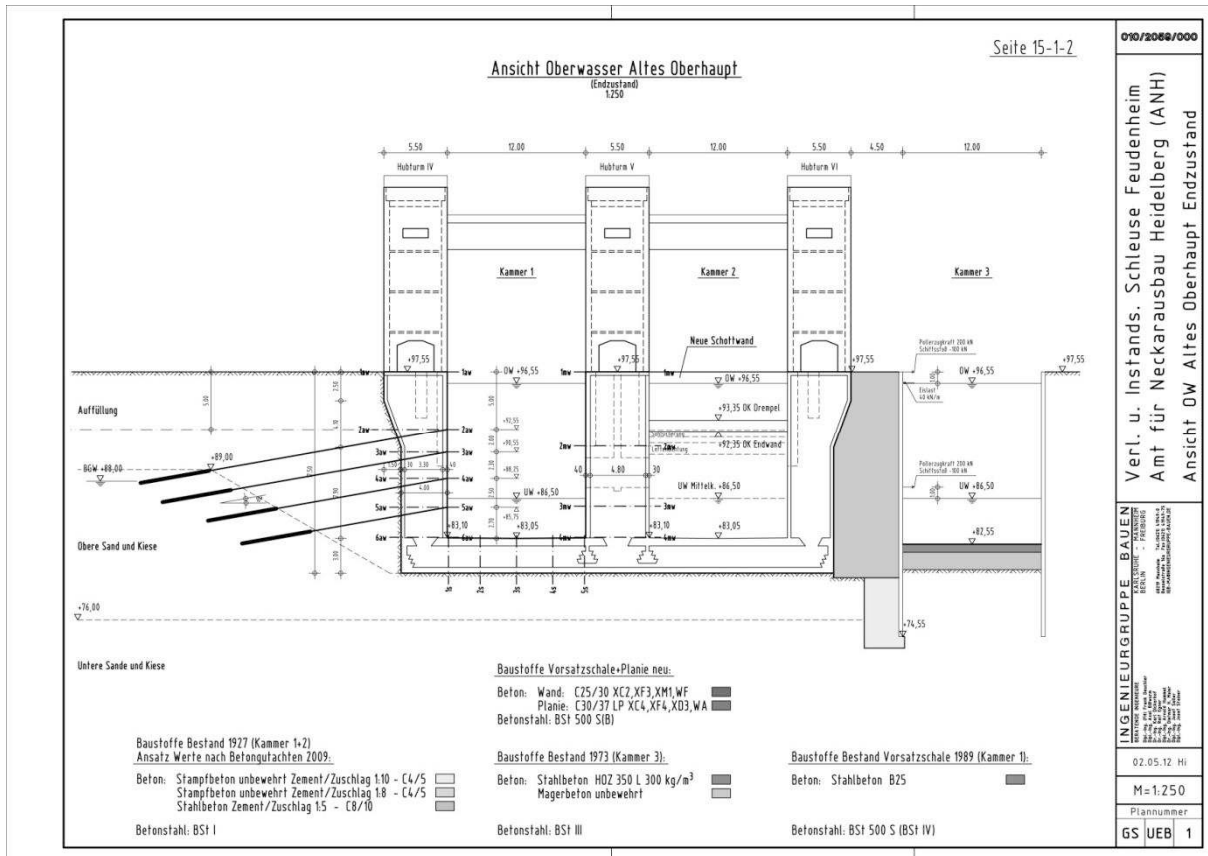


Bild 11: Ansicht bestehendes Oberhaupt mit Ertüchtigungsmaßnahmen aus FEM-Berechnung (Entwurf)

Nachteil des Bettungsmodulverfahrens ist, dass der Bettungsmodul keine Bodenkenngröße sondern einen Rechenwert darstellt, dessen Größe von der aufgetragenen Belastung und den sich daraus ergebenden Setzungen abhängig ist, so dass eigentlich für jede Lastkombination eine eigene Bettungsmodulverteilung zu ermitteln wäre. Die Abbildung der vorgespannten Daueranker als Federn erfasst nicht die Lasteinleitung der Ankerkräfte in den Baugrund und den hieraus resultierenden Einfluss auf die Erddruckverteilung hinter der landseitigen Kammerwand, die abhängig ist vom Abstand der Verpresskörper zur Hinterkante des Bauwerks. Des Weiteren werden keine eingepprägten Beanspruchungen aus der langen Belastungsgeschichte der Schleusenanlage und deren Umlagerung durch die Veränderungen des Bauwerks im Zuge des Abbruchs der Abschlusswand und des Drenpels in der linken Kammer erfasst. Trotzdem stellt das Bettungsmodulverfahren im Rahmen der Entwurfsplanung eine ausreichend genaue Methode zur Ermittlung der Standsicherheit dar.

4.2 Genehmigungsplanung mit Boden-Bauwerks-Interaktion (BBI, Steifemodulverfahren)

In der Genehmigungsplanung wurde zur Ermittlung der Beanspruchungen des bestehenden Oberhauptes eine FEM-Berechnung an drei ebenen Querschnitten durchgeführt, da ein 2-achsiger Last-

abtrag insbesondere im Bereich der Sohle wegen der fehlenden Längsbewehrung nicht vorhanden ist. Der Umfang der Systemgenerierung konnte somit auf ein vertretbares Maß beschränkt werden, was auch Vorteile für die Rechenzeit der vielen notwendigen Rechenläufe mit sich bringt. Die ab dem Umbau rechnerisch ermittelten Differenzverformungen zwischen den drei Querschnitten sind gering und können durch Starrkörperverdrehungen des gesamten Oberbaus aufgenommen werden. Die untersuchten Querschnitte wurden im Bereich der Abschlusswand, im Bereich des Dremfels und im Bereich vor der Blockfuge zum anschließenden Kammerblock geführt. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf den Querschnitt im Bereich der Abschlusswand, der wegen der im Bestand unbewehrten Ausführung der Kammerwände und Kammersohle den kritischsten Bereich darstellt. Die Größe des FEM-Modells orientiert sich an den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).

Für den Baugrund wurde das nichtlineare Bodenmodell „Hardening Plasticity Soil Model - GRAN“ von SOFiSTiK in Abstimmung mit dem geotechnischen Sachverständigen Früchtenicht + Lehmann GmbH aus Wiesbaden und mit dem Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau Herrn Prof. Dipl.-Ing. Hubert Quick aus Darmstadt gewählt. Das Bodenmodell beinhaltet Verfestigungs- und Plastifizierungseigenschaften der verschiedenen Bodenarten in den einzelnen Bodenschichten. Deshalb wurden uns vom geotechnischen Sachverständigen zusätzlich zu den üblichen Angaben für die Bodenkennwerte (Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Steifemodul) im geotechnischen Gutachten, weitere für das Bodenmodell notwendige Parameter (z.B. Dilatanzwinkel) angegeben. Für die maßgebliche Bodenschicht „Auffüllung“ wurden vom geotechnischen Sachverständigen obere und untere Grenzwerte für die Wichte und für die Bodensteifigkeit angegeben, so dass je Querschnitt 2 Rechenläufe mit den oberen und unteren Grenzwerten durchgeführt wurden. Die eigentliche Boden-Bauwerks-Interaktion (BBI) wird über sogenannte „Interface-Elemente“ generiert. Dies sind nichtlineare Koppelfedern zwischen Randknoten der Bodenelemente und Randknoten der Bauwerkselemente mit Zugausfall. Die zur normal wirkenden Längskraft in der Druckfeder maximal auftretende Querkraft wird durch den Wandreibungswinkel begrenzt. Diese Begrenzung wird durch eine Querfeder berücksichtigt, deren Federsteifigkeit iterativ bestimmt wird, bis die Querkraft nicht größer ist, als dies der Wandreibungswinkel zulässt. Die vorgespannten Daueranker werden als Stabzüge abgebildet. Für die freie Ankerlänge wird ein Fachwerkstab ohne Kopplung zum übrigen Elementnetz generiert, dessen Angriffspunkt am Lasteinleitungsknoten auf der Innenseite der landseitigen Kammerwand liegt. Lediglich die am Ende des vorgenannten Fachwerkstabs angeordneten Stäbe im Bereich des Verpresskörpers werden mit den Bodenelementen gekoppelt.

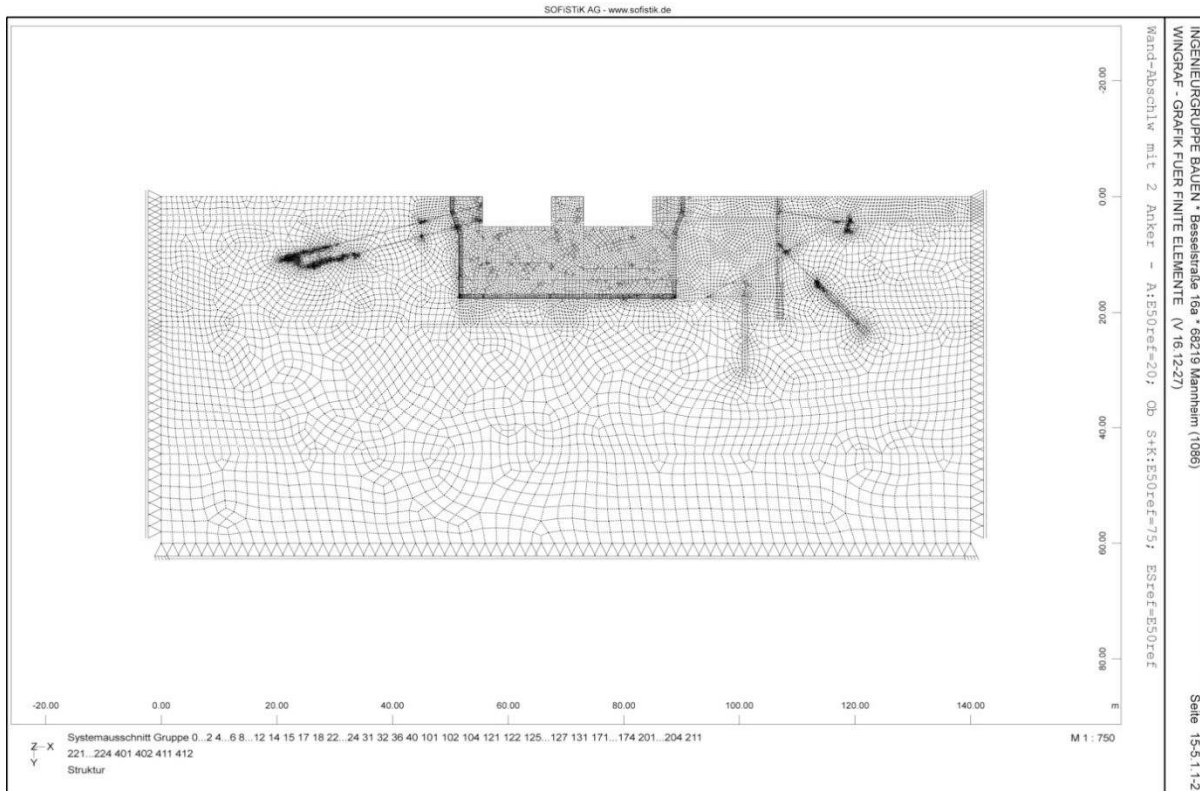


Bild 12: Elementnetz Bereich Abschlusswand aus FEM-Berechnung

Die Hubtürme selbst wurden nicht generiert. Die Einwirkungen aus den Hubtürmen wurden als äußere Lasten an der Oberkante der Kammerwände aufgebracht. Die Wasserdrücke aus Grundwasserständen und aus Kammerwasserständen, Eisdruck, die Vorspannkkräfte der Daueranker, Pollerzug und weitere Lasten werden ebenfalls als äußere Lasten generiert. Der Erddruck aus Bodeneigengewicht und aus Verkehrslasten an OK Gelände wurde innerhalb der Berechnung ermittelt. Die Berücksichtigung der Feuchtraumwichte und der Wichte unter Auftrieb wurde durch Angabe der Höhenlage des Grundwasserspiegels erfasst.

Zur Erfassung der eingepprägten Beanspruchungen vor dem Umbau wurde die Belastungsgeschichte der Schleusenanlage berücksichtigt. Der für dieses Berechnungsverfahren immer erforderliche Primärzustand wird durch das ursprünglich, bezogen auf OK Planie, ca. 4 m tiefer liegende Gelände vor dem Bau der Doppelschleuse und des Kanals gebildet. In der Folge wurden die Baugrube mit Grundwasserabsenkung, der Einbau der Doppelschleuse, die Verfüllung der Arbeitsräume, die Erhöhung des Ursprungsgeländes, Betriebszustände der Doppelschleuse, der Einbau der „Ersatzschleuse“, Betriebszustände der 3-Kammerschleuse, mehrere Bauzustände während des jetzt geplanten Umbaus und die verschiedenen, maßgebenden Betriebszustände des umgebauten Oberhauptes in Zukunft in der Belastungsgeschichte durchfahren. Dies ergab in Summe 36 Lastschritte, die jede für sich eine Bemessungssituation auf „charakteristischem Lastniveau“ darstellen.

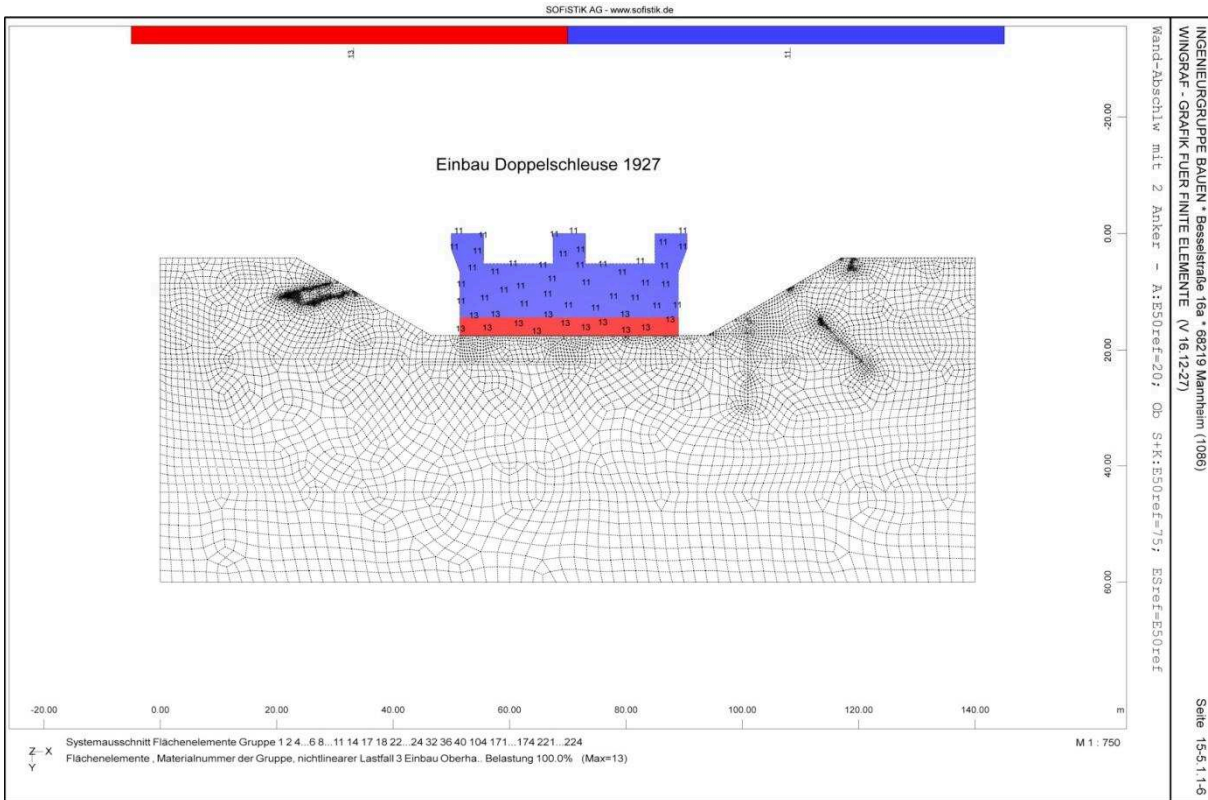


Bild 13: Belastungsgeschichte - LF 3: Einbau Doppelschleuse Bereich Abschlusswand

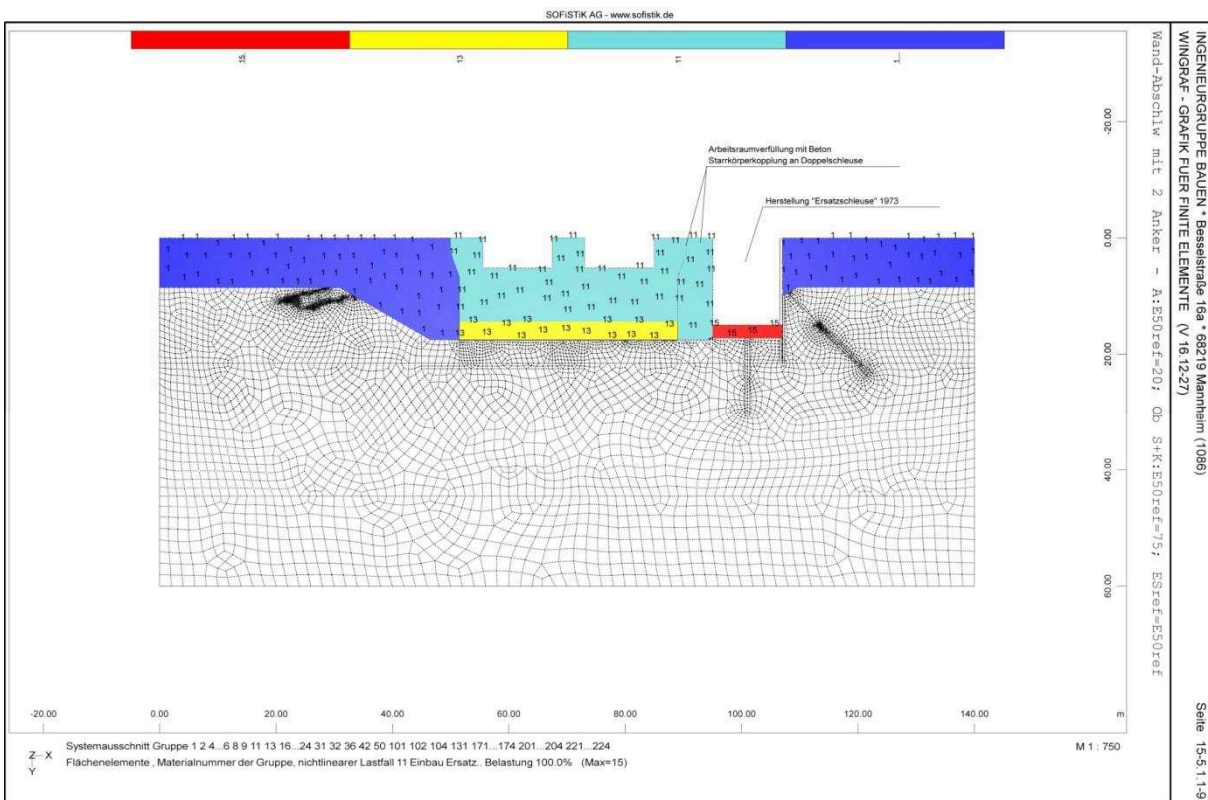


Bild 14: Belastungsgeschichte - LF 11: Herstellung „Ersatzschleuse“ Bereich Abschlusswand

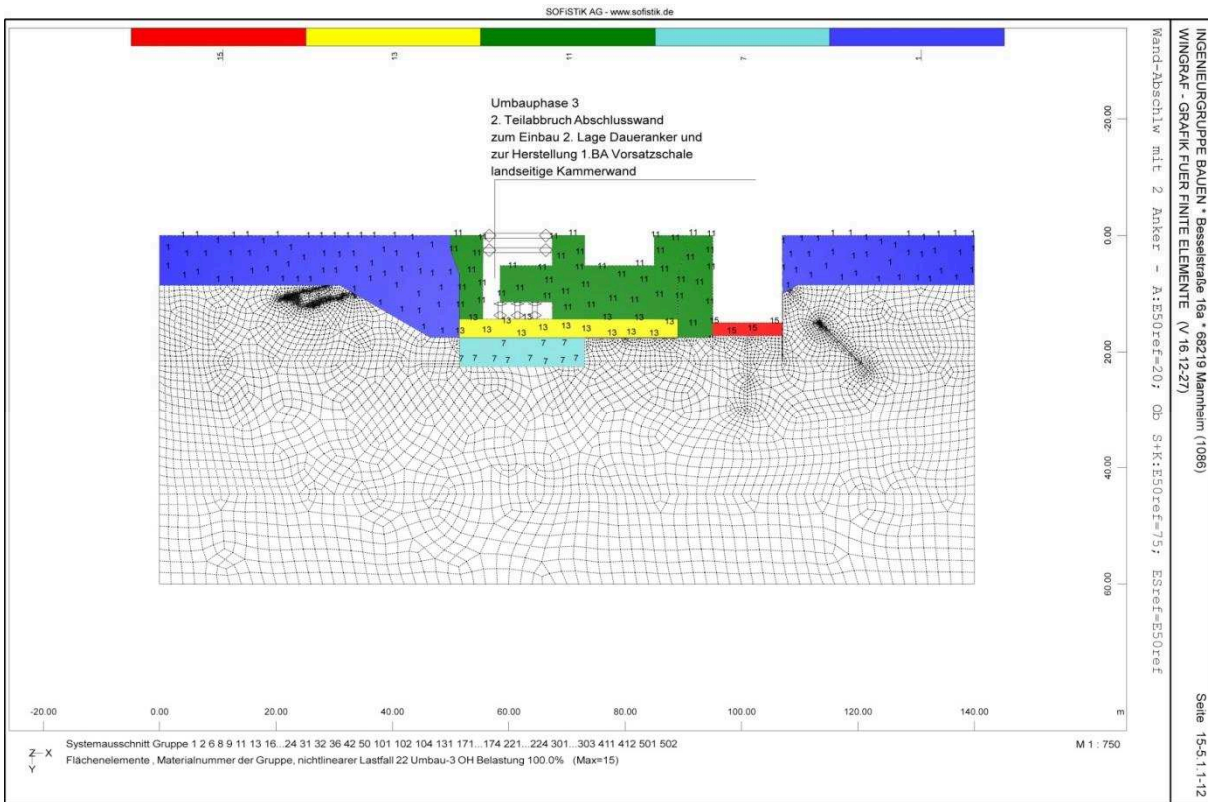


Bild 15: Belastungsgeschichte - LF 22: Umbauphase 3 Bereich Abschlusswand

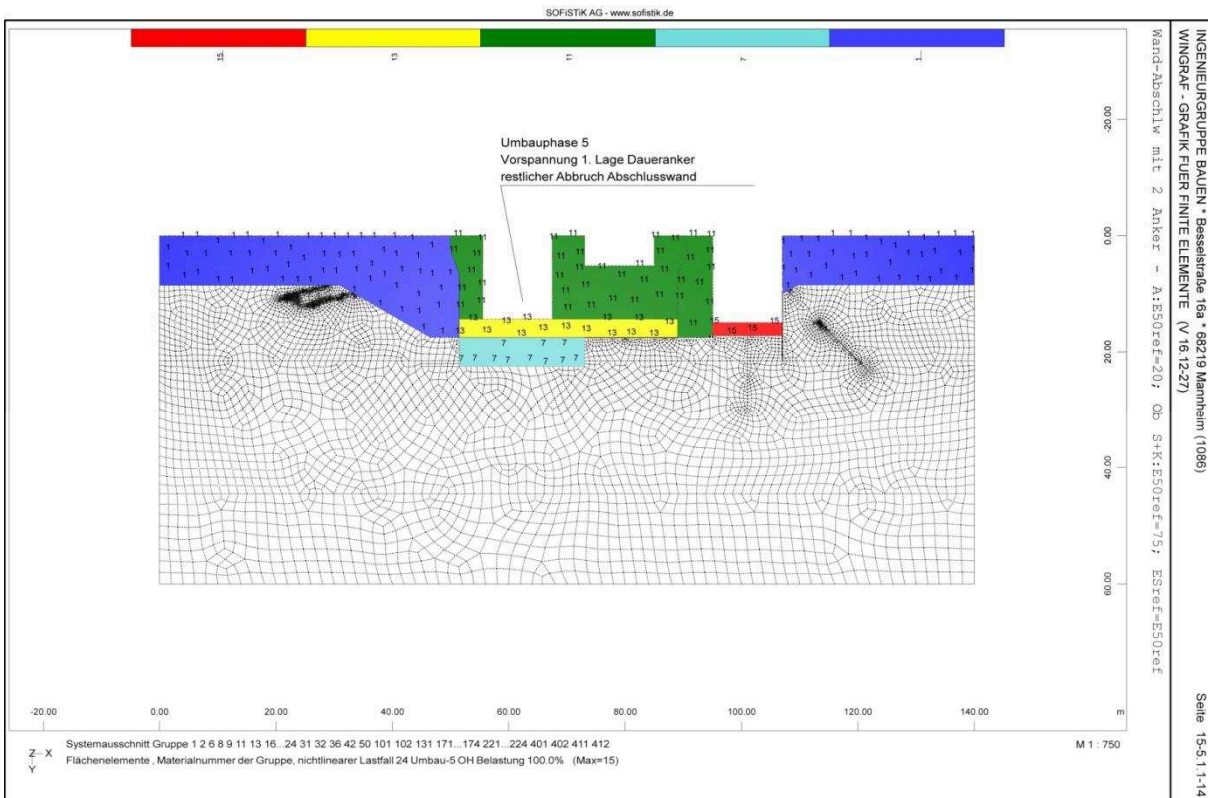


Bild 16: Belastungsgeschichte - LF 24: Umbauphase 5 Bereich Abschlusswand

Als Plausibilitätskontrollen dienten die Verschiebungsinkremente, die sich von Lastschritt zu Lastschritt ergeben, die vertikalen und die horizontalen Bodenspannungen im Zusammenhang mit den Federkräften der Koppelfedern. Den horizontalen Bodenspannungen am Übergang zwischen Boden und Bauwerk wurde der nach DIN 4085 klassisch ermittelte Erddruck gegenübergestellt. Die entlang einer Schnittlinie aus den Knotenwerten ermittelten Bodenspannungen zeigten numerische Probleme auf. Es traten Spannungsspitzen auf, die bereichsweise in Wirklichkeit nicht auftretende Zugspannungen beinhalten. Anhand der in den Koppelfedern ausschließlich auftretenden Druckkräfte wurde dies überprüft. Die Zugspannungsspitzen lagen in Zonen, in denen nur kleine Federkräfte vorhanden sind und somit nur geringe Erddrücke auftreten.

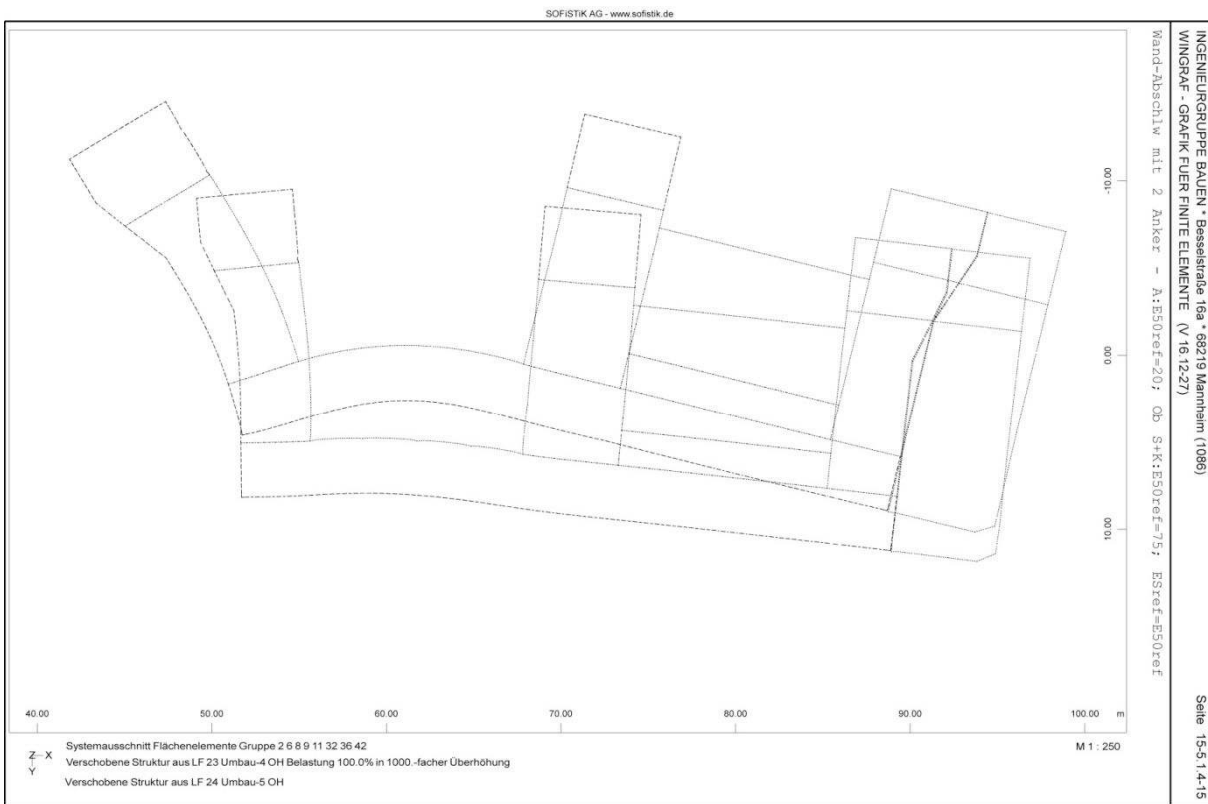


Bild 17: Differenzverformungen von LF 23 nach LF 24 Bereich Abschlusswand

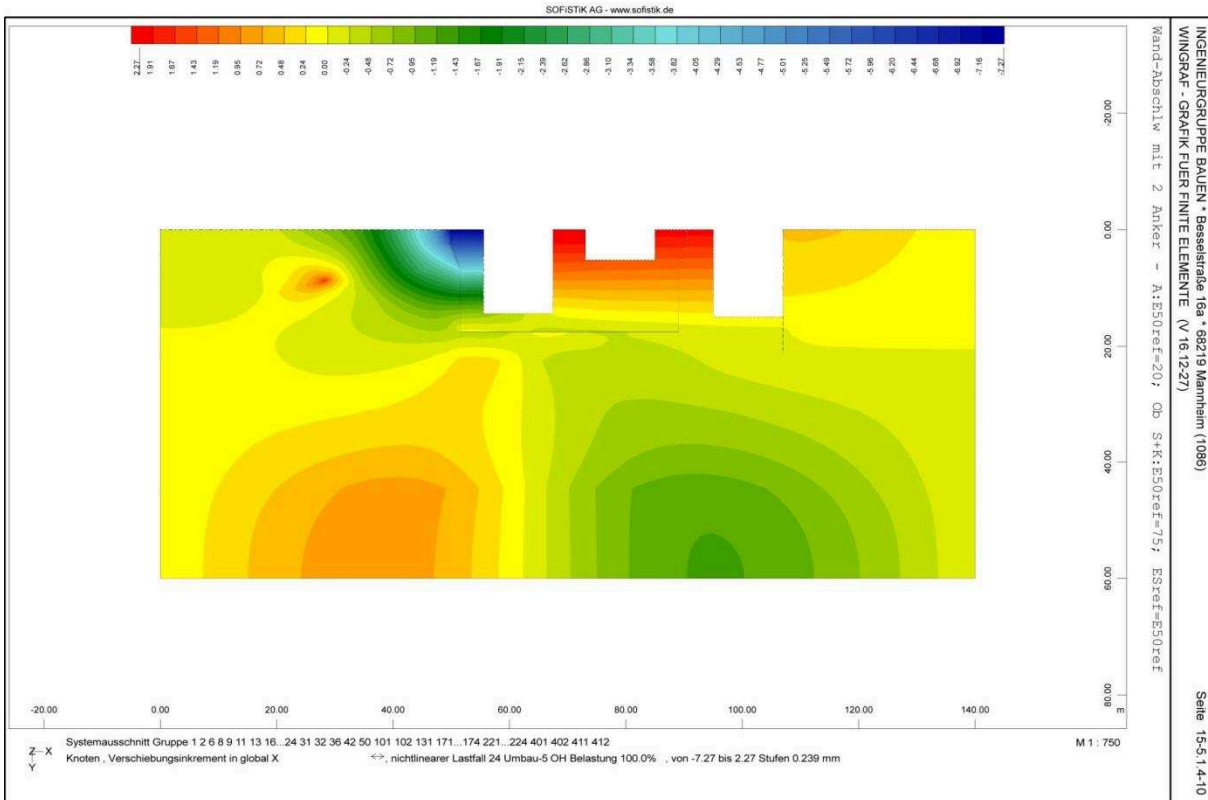


Bild 18: Verschiebungsincrement in X-Richtung LF 24 Bereich Abschlusswand

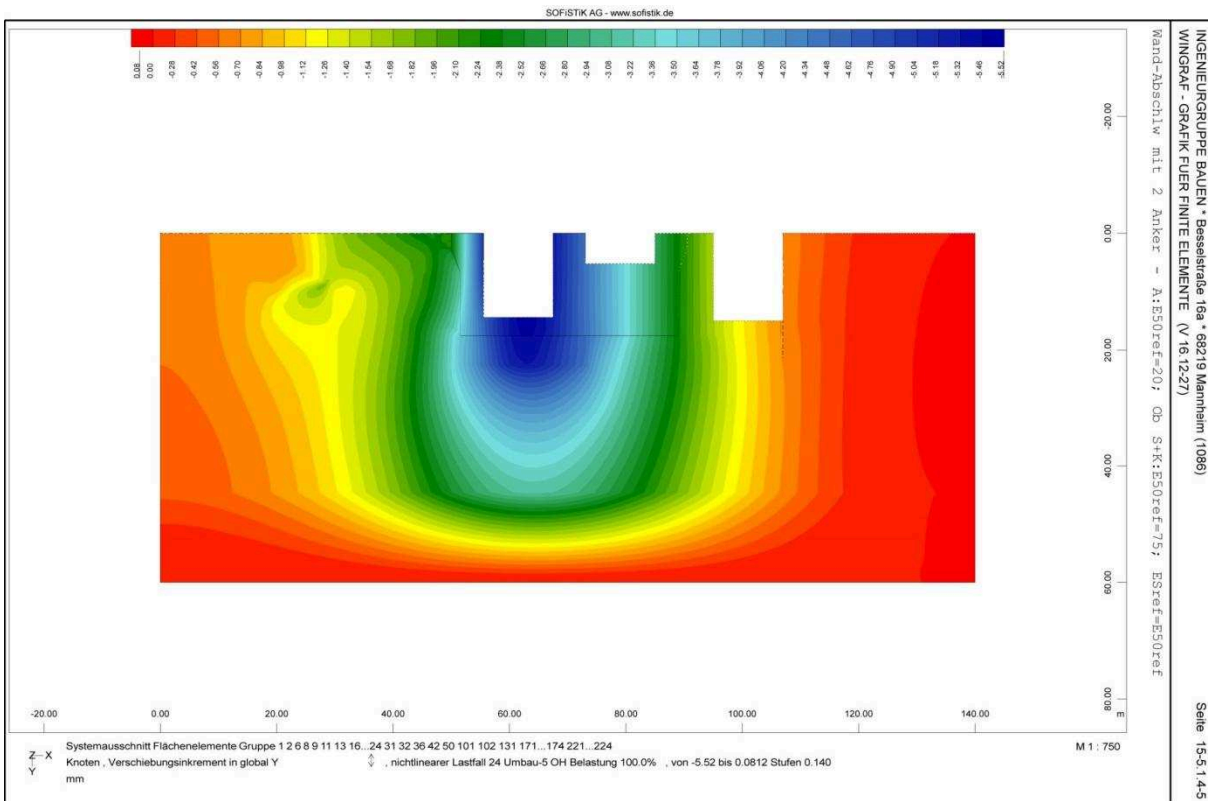


Bild 19: Verschiebungsincrement in Y-Richtung LF 24 Bereich Abschlusswand

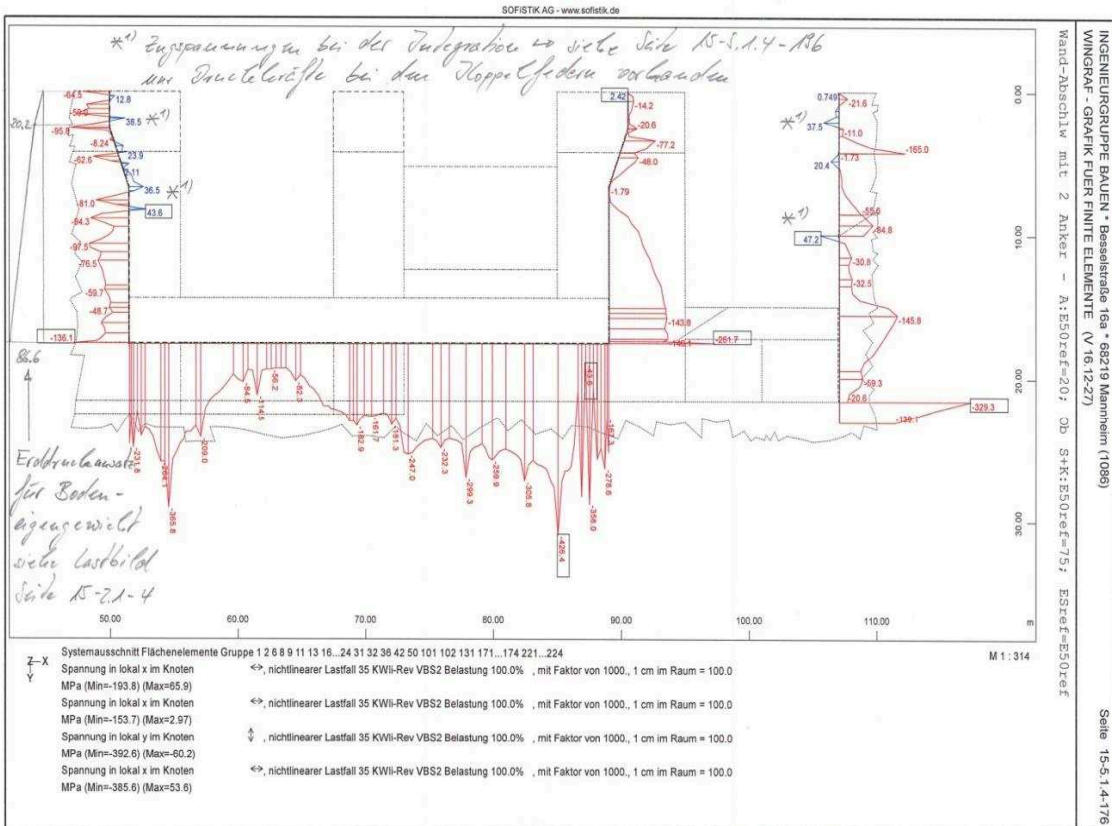


Bild 20: Bodenspannungen horizontal + vertikal LF 35 Bereich Abschlusswand

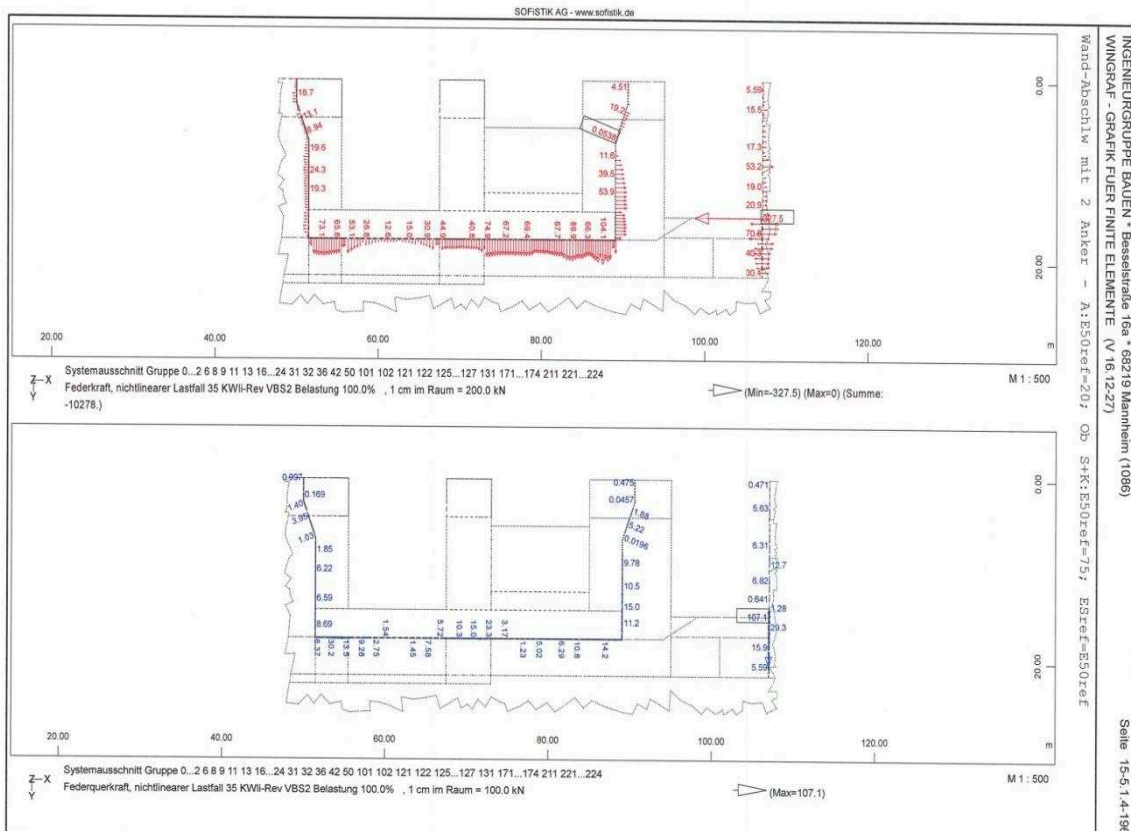


Bild 21: Federkräfte der nichtlinearen Koppelfedern LF 35 Bereich Abschlusswand

Aus dem Spannungsverlauf im Bereich der Bauwerkselemente wurden an ausgewählten Schnitten resultierende Schnittgrößen integriert, für die die Bemessung durchgeführt wurde. Ein grundsätzliches Problem stellten die Ergebnisse der Beanspruchungen auf dem „charakteristischen Lastniveau“ dar, die wegen der nichtlinearen Berechnung aus bereits kombinierten Einwirkungen ermittelt wurden. Die Anteile der Beanspruchungen aus den als äußere Lasten aufgebraachten Einwirkungen können direkt berechnet werden. Der Anteil der jeweiligen Beanspruchung aus dem Erddruck aus Verkehrslasten auf OK Gelände wurde auf der sicheren Seite liegend ebenfalls klassisch ermittelt. Aus Gleichgewichtsbetrachtungen wurde dann der Anteil der jeweiligen Beanspruchung für den Erddruck aus Bodeneigengewicht ermittelt. Die jeweiligen Anteile wurden ausschließlich mit den zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerten multipliziert und daraus die resultierenden Bemessungsschnittgrößen ermittelt. Aus den Bemessungsschnittgrößen und den vom Programm angegebenen charakteristischen Schnittgrößen wurde für die jeweilige Bemessungssituation ein gemittelter Sicherheitsbeiwert errechnet, mit dem die charakteristischen Ankerkräfte multipliziert wurden, um die Bemessungswerte der Ankerkräfte zu erhalten.

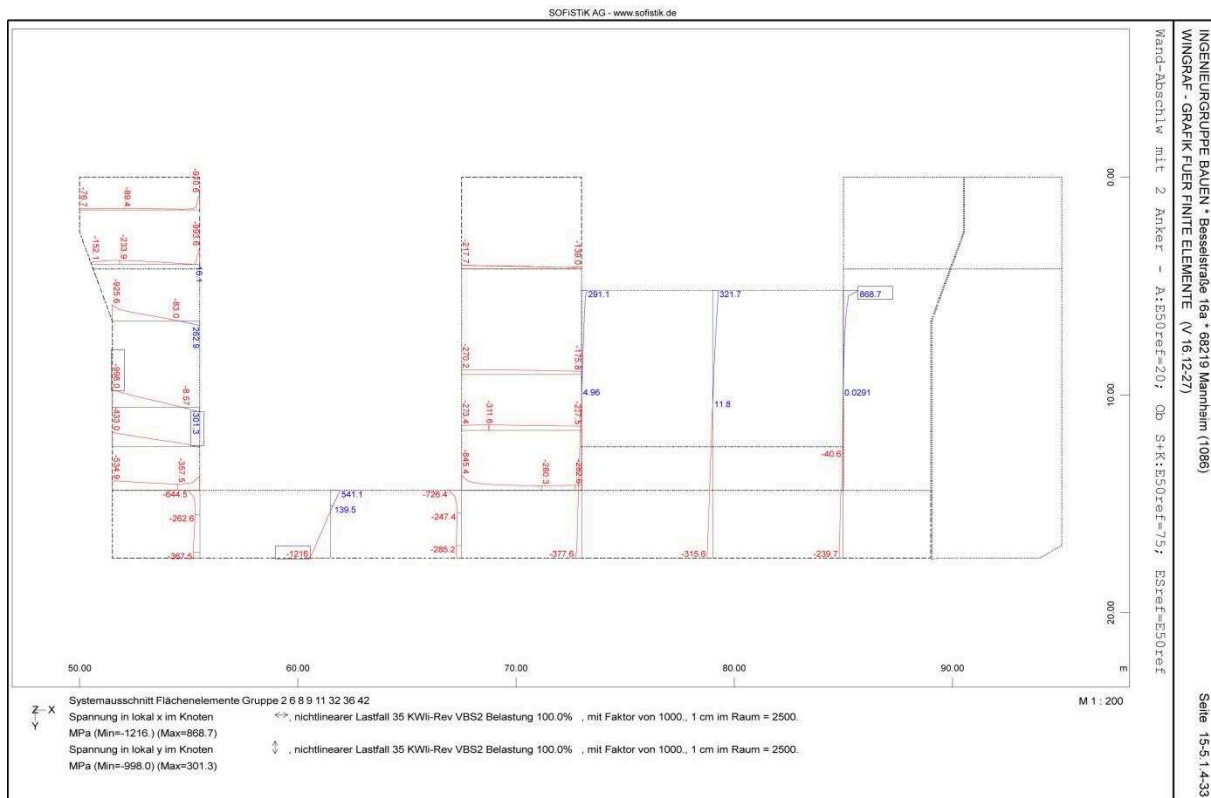


Bild 22: Spannungsverlauf an ausgewählten Schnitten im Bauwerk LF 35 Bereich Abschlusswand

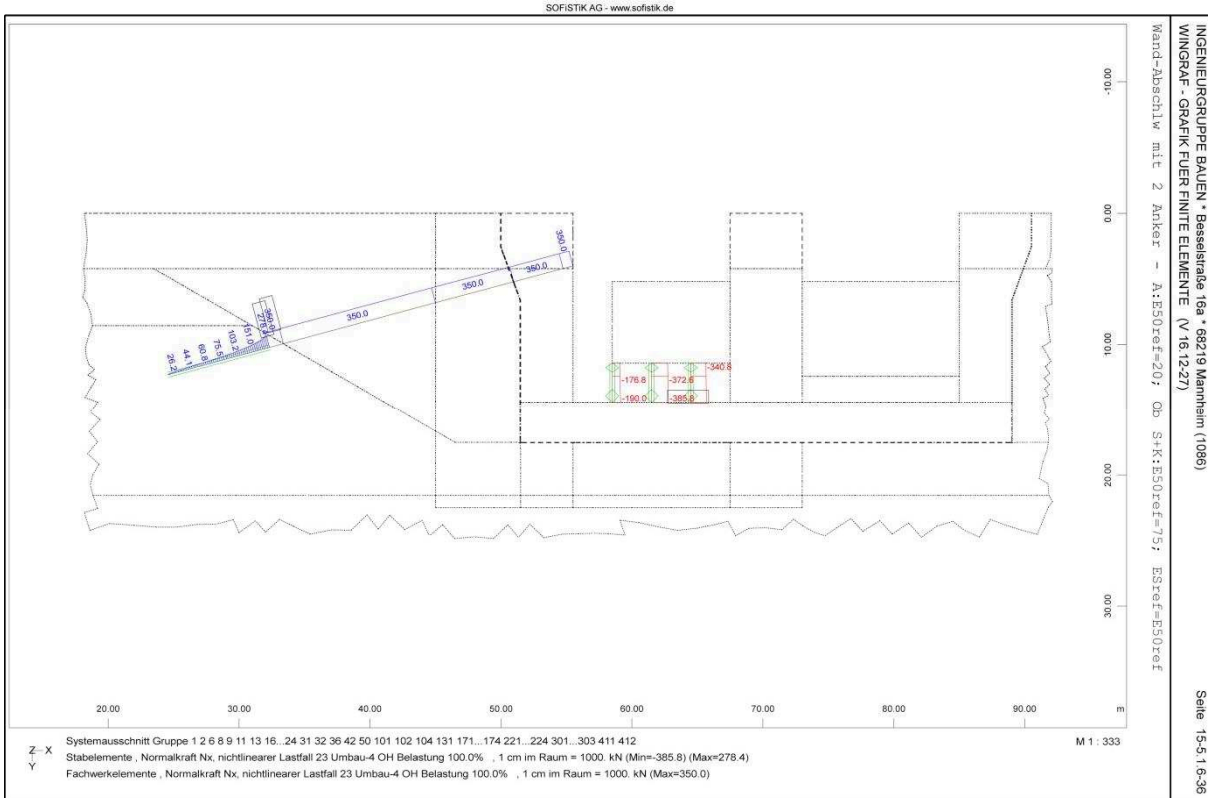


Bild 23: Aufbringen der Vorspannkraft 2. Ankerlage LF 23 Bereich Abschlusswand

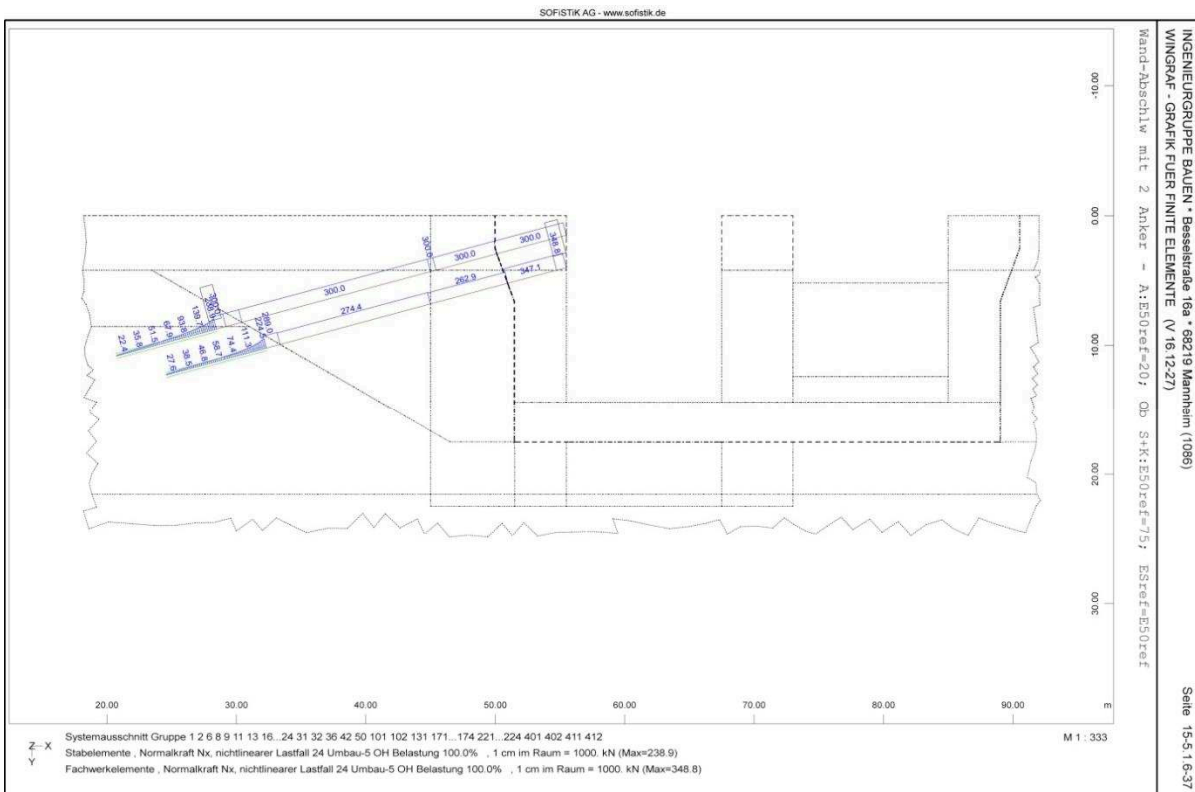


Bild 24: Aufbringen der Vorspannkraft 1. Ankerlage LF 24 Bereich Abschlusswand

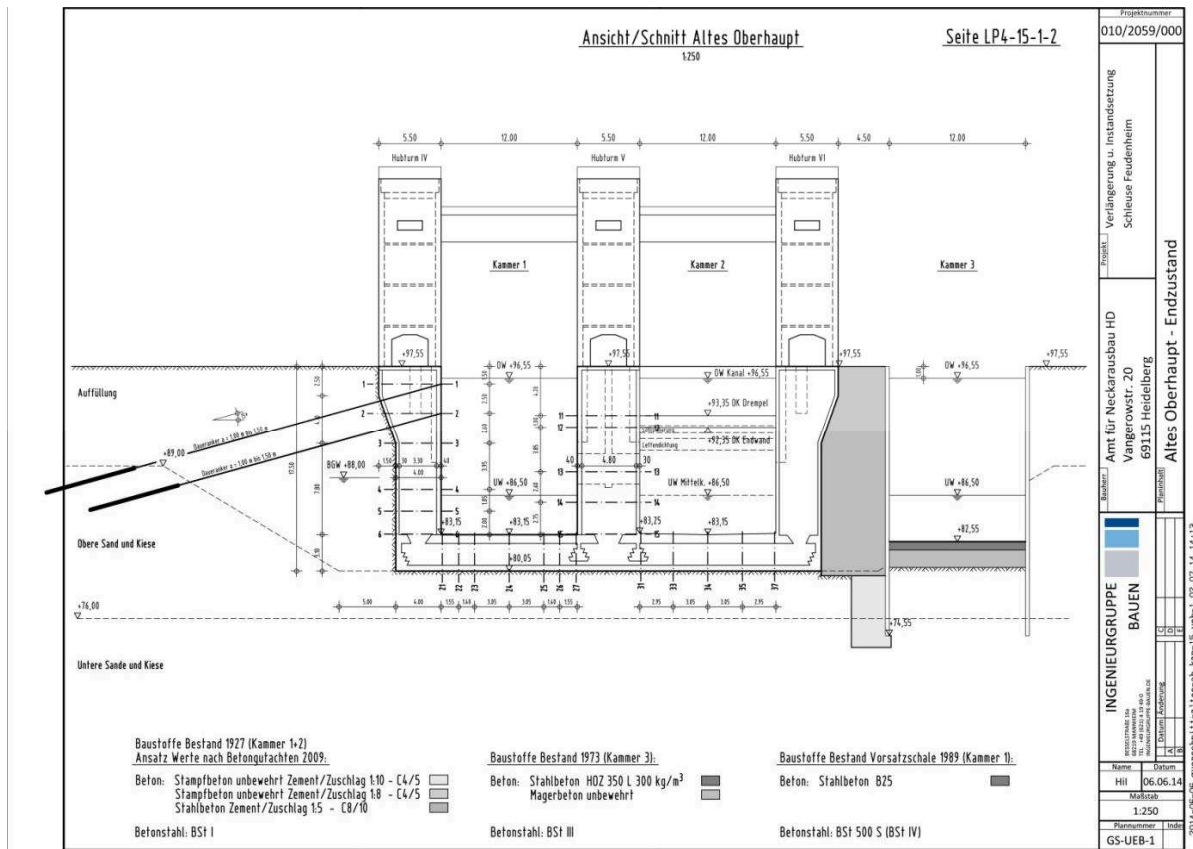


Bild 25: Verstärkung landseitige Kammerwand mit 2 Ankerlagen Bereich Abschlusswand

Im Endergebnis ergaben sich gegenüber den vier in der Entwurfsplanung erforderlichen Lagen vorgespannter Daueranker noch zwei Lagen, um die Bemessung in allen maßgebenden Querschnitten durchführen und die ausreichende Standsicherheit des gesamten Bauwerks nachweisen zu können.

Es sei darauf hingewiesen, dass es ein sehr zeitaufwändiger iterativer Prozess war, bis die Lage und die Neigung der Daueranker sowie die Größe der Ankerkräfte festgelegt waren, um alle Nachweise in den bestehenden Bauteilen mit ausreichender Sicherheit führen zu können.

5 Zusammenfassung

Für die bestehenden und zu Kammerblöcken umzubauenden Häupter der linken Kammer der Schleusenanlage liegen keine statischen Berechnungen vor. Für den anstehenden Umbau und für die Instandsetzung wurden vom Bodengutachter nach umfangreichen Untersuchungen und einer Berechnung der gesamten Schleusenanlage unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte Setzungen ermittelt, die als Grundlage für die zu erstellenden Berechnungen der ARGE Werte des Bettungsmoduls von $K_s = 5-10 \text{ MN/m}^3$ ergaben.

Am Beispiel des zum Kammerblock umzubauenden, bestehenden Oberhauptes, in dem die Abschlusswand und der Drempel in der linken Kammer abgebrochen werden müssen, werden die

durchgeführten Berechnungen in der Entwurfsplanung und in der Genehmigungsplanung dargestellt. In der Entwurfsplanung wurde mit der FEM-Methode an einem Gesamtmodell, in dem die Bodenplatte als elastisch gebettete Platte abgebildet wurde, unter Berücksichtigung der im geotechnischen Gutachten angegebenen Bettungsmoduli, das Bettungsmodulverfahren angewandt. Als wesentliche Verstärkungsmaßnahme wurden hiermit 4 Lagen vorgespannter Daueranker für die landseitige Kammerwand erforderlich, um die ausreichende Standsicherheit der Bestandsbauteile nachweisen zu können.

In der Genehmigungsplanung wurde demgegenüber eine Berechnung mit dem Steifemodulverfahren durchgeführt, um die Boden-Bauwerks-Interaktion (BBI) besser erfassen zu können. Dazu wurden mit der FEM-Methode an ebenen Querschnitten das Bauwerk und der umgebende Baugrund abgebildet. Als nichtlineares Bodenmodell wurde das in SOFiSTiK implementierte Modell „Hardening Plasticity Soil Model - GRAN“ in Abstimmung mit dem geotechnischen Sachverständigen und mit dem Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau gewählt. Für die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk wurden nichtlineare Koppelfedern generiert, die auf Zug ausfallen und die die Wandreibungsanteile begrenzen. Es wurde die Belastungsgeschichte der Schleusenanlage, mit dem Ursprungsgelände als Primärzustand beginnend, durchfahren, um die eingprägten Beanspruchungen zu erfassen. Die Belastungsgeschichte wurde dann für die Umbauzustände und die nach dem Umbau auftretenden maßgebenden Belastungszustände fortgeführt, um die Umlagerungen der eingprägten Beanspruchungen des Bauwerks sowie die Zu- und Abnahme der Ankerkräfte der Daueranker und die Bemessungsschnittgrößen zu ermitteln.

6 Literatur

- DIN 4085:2007-10 Baugrund - Berechnung des Erddrucks
- DIN 4149:2005-04 Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
- DIN 19702:2010-06 Massivbauwerke im Wasserbau - Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit
- Bundesanstalt für Wasserbau „Machbarkeitsstudie: Standardisierungen für die Verlängerungen der Neckarschleusen (Fachkonzept), Modul 1 - Planungsgrundlagen“; Karlsruhe, November 2009
- Bundesanstalt für Wasserbau „Machbarkeitsstudie: Standardisierungen für die Verlängerungen der Neckarschleusen (Fachkonzept), Modul 2 - Oberhauptverlängerung“; Karlsruhe, November 2009
- Bundesanstalt für Wasserbau „Machbarkeitsstudie: Standardisierungen für die Verlängerungen der Neckarschleusen (Fachkonzept), Modul 3 - Kammerinstandsetzung“; Karlsruhe, November 2009
- Bundesanstalt für Wasserbau „Machbarkeitsstudie: Standardisierungen für die Verlängerungen der Neckarschleusen (Fachkonzept), Modul 4 - Unterhauptverlängerung“; Karlsruhe, November 2009

8. Bericht (Konsolidierter Geotechnischer Bericht - ersetzt alle Vorgänger) vom 05.03.2012 zum Schleusenumbau Feudenheim (Geolingenieure Fruchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden)

Vortrag „Besondere Baugrundbedingungen für die geplanten Baumaßnahmen an der Neckarschleuse Feudenheim“ bei der 32. Baugrundtagung 2012 von Dr.-Ing. C. Gutberlet (Geolingenieure Fruchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden), Dr.-Ing. U. Lehmann (Geolingenieure Fruchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden), Dr.-Ing. G. Bachmann (sim-GEO Ingenieurgesellschaft mbH, Dieburg), Prof.-Dipl.-Ing. H. Quick (Prof. Dipl.-Ing. H. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)