

 Leonhardt, Andrä und Partner	FAIR Facility for Antiproton and Ion Research	H08 8327 Erläuterungsbericht übergreifendes Gründungskonzept Datum 16.07.2009 Seite 1 von 18
---	---	--

Erläuterungsbericht Tragwerk Z-Bau Übergreifendes Gründungskonzept Gebäude und Tunnel

 Leonhardt, Andrä und Partner	FAIR Facility for Antiproton and Ion Research	H08 8327 Erläuterungsbericht übergreifendes Gründungskonzept Datum 16.07.2009 Seite 2 von 18
---	--	---

Der vorliegende Erläuterungsbericht ist die Zuarbeit für den Objektplaner 'ion42' für den Erläuterungsbericht zum Z-Bauantrag **Gesamtplanung**.

Inhaltsverzeichnis

- 1 Allgemeines
- 2 Baugrundsituation
- 3 Grundlagen der Berechnung zur Setzungsreduzierung
- 4 Vorgehensweise der Berechnung zur Setzungsreduzierung
- 5 Zusammenfassung

Anlagen: Übersichtsplan
Kostenschätzung
Geotechnisches Standortgutachten Teil 2: Gründungsgutachten (Rev C)

1 Allgemeines

Die GSI, Helmholtzzentrum für Schwerionenforschung GmbH, plant auf einem rund 32 ha großen Gelände östlich der bestehenden Forschungseinrichtungen in Darmstadt-Wixhausen den Bau des neuen Forschungszentrums FAIR – Facility for Antiproton and Ion Research.

Das Gesamtprojekt umfasst einen kreisförmigen Beschleunigertunnel mit ca. 1,1 km Länge im Norden und insgesamt 20 Gebäude in der Südhälfte des Geländes.

Die wichtigsten Planungsbeteiligten

- Bauherr GSI Helmholtzzentrum für Schwerionenforschung, Darmstadt
- Architekt ion42 GbR, Frankfurt
- Projektsteuerung Drees & Sommer Frankfurt GmbH
- Tragwerksplanung Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart
- Baugrundgutachten Qualitätsmanagement Geotechnik, Darmstadt

Laut Bodengutachter steht das Grundwasser nahe unter der Geländeoberkante und ist es stark betonangreifend. Da der Nutzer staubtrockene Räume (Nutzungs-kategorie A gemäß WU-Richtlinie) verlangt, wird die Konstruktion im Grundwasser als „Schwarze Wanne“ geplant und ausgeführt.

Der vorliegende Erläuterungsbericht behandelt gebäudeübergreifend die Gründungssituation und das geplante Gründungskonzept für alle Bauwerke, sowohl für den Tunnel des Beschleunigerrings und die Tunnelabschnitte als auch für die Gebäude.

2 Baugrundsituation

Baugrund

Der Baugrund für den Neubau der Anlage wurde in den Jahren 2000 bis 2008 erkundet und vom Qualitätsmanagement Geotechnik, Dipl.-Ing. W. Romberg Beratende Ingenieur ausgewertet und im Geotechnischen Standortgutachten, Teil 1: Baugrundgutachten vom Juni 2008 dokumentiert.

Das Geotechnische Standortgutachten wurde im Oktober 2008 durch den Teil 2: Gründungsgutachten ergänzt.

Zusätzlich zu den gemachten Bodenerkundungen stehen noch Berichte von Untersuchungen der bestehenden Anlage aus den Jahren 1969 bis 1982 zur Verfügung.

Das Gelände auf dem die neue Anlage entstehen soll liegt auf dem Walldorfer Horst im nördlichen Randbereich des Mainzer Beckens nur ein paar hundert Meter westlich der Ortsrandstörung, die den Oberrheingraben von dem Sprendlinger Horst abtrennt.

Das Gelände liegt in einem Waldgebiet mit vornehmlich Nadelhölzern auf einem Niveau von ca. 134,00 ü. NN bis ca. 139,00 ü. NN, von West nach Ost ansteigend.

Der vorhandene und bis in eine Tiefe von 80 m erkundete Baugrund teilt sich in insgesamt sieben Schichten ein:

Die erste Schicht besteht aus dunkelbraunem Oberboden (Mutterboden) mit einer Mächtigkeit von 10 bis 30 cm der organische Bestandteile wie Wurzeln und Blätter enthält. Darunter stehen bis in 1 bis 3 m Tiefe organisch belebte, durchwurzelte schluffige Fein- bis Mittelsande von meist brauner Färbung an. Die schluffigen Fein- bis Mittelsande werden geologisch dem Holozän zugeordnet.

Die Böden der ersten Schicht sind im Wesentlichen schwach organisch und weitgehend kalkfrei.

Die zweite Schicht unterteilt sich in eine Schicht 2(s) und eine Schicht 2(u). Im oberen Bereich der Schicht 2 stehen vornehmlich Sande an, im unteren Bereich liegt ein unregelmäßiger Wechsel von meist grauem Schluff und Sand vor.

Bei der Schicht 2(s) handelt es sich um obere pleistozäne Sande aus hellgrauen bis beigefarbenen, schluffigen, meist enggestuften Fein- bis Mittelsande. In den Fein- bis Mittelsanden sind vereinzelt Nester aus Fein- bis Mittelkies vorhanden. Die Sande sind sehr kalkarm bis kalkfrei.

Die Schicht 2(u) sind pleistozäne Schluffe, d. h. schwach tonige bis tonige Schluffe. Die Färbung der Schluffe verläuft von hell-rotbraun über rosabraun bis beige. Die Schluffe sind schichtenweise auch gefleckt oder marmoriert. In die Schluffe sind schluffige Fein- bis Mittelsande eingebettet. Der Sandanteil variiert von schwach bis stark. Die Böden der Schicht 2(u) enthalten bereichsweise schwach organische Bestandteile. Die Schluffe sind kalkfrei.

Die Mächtigkeit der zweiten Schicht liegt zwischen ca. 11,00 bis 6,50 m von Norden über Südwest nach Südost.

Die dritte Schicht sind untere pleistozäne Sande und liegen im gesamten Gebiet in ausgeprägter Verbreitung vor mit einer durchgängigen Mächtigkeit von ca. 10 m. Es handelt sich dabei um relativ eng gestufte, vorwiegend rotbraune schluffige bis stark schluffige Fein- bis Mittelsande. Die Sande der dritten Schicht sind kalkfrei und bilden den Hauptgrundwasserleiter.

Die vierte Schicht sind pliozäne Sande und Tone mit einer Mächtigkeit von bis zu 25 m. Es handelt sich dabei um unregelmäßig wechselnde bunte, meist steife Tone und schluffige Sande. Dabei ist keine der beiden Bodenarten dominant. Die Tone und Sande der vierten Schicht sind ebenfalls kalkfrei.

Die fünfte Schicht bilden die tertiären Tone mit einer Mächtigkeit von ca. 8 m. Die kräftig rotbraun gefärbten, schluffigen, steif- bis halbfesten Tone werden an der Basis braunkohlehaltig und nehmen dort eine fast schwarze Farbe an. Die Tone enthalten nur gelegentlich mittel- bis grobsandige Einlagerungen.

 Leonhardt, Andrä und Partner	FAIR Facility for Antiproton and Ion Research	H08 8327 Erläuterungsbericht übergreifendes Gründungskonzept Datum 16.07.2009 Seite 6 von 18
---	--	---

Die sechste Schicht sind die tertiären Klebsande und liegen in einem relativ homogenen Schichtpaket mit einer Mächtigkeit von ca. 28 bis ca. 44 m vor. Diese stark mittel- bis grobsandigen, schluffigen Tone sind meist von mittel- bis hellgrauer Farbe mit unterschiedlich intensiver gelbbrauner und rotbrauner Marmorierung. Der tonige Charakter scheint mit der Tiefe zuzunehmen. Die Klebsande sind kalkfrei.

Die siebte Schicht ist die geologisch älteste und wird als tertiäre Kalke klassifiziert. Sie wurde in zwei Bohrungen im Bereich der südöstlich gelegenen Hochscholle erkundet. Es handelt sich dabei um Mergel und Tonmergel mit dünnen Kalksteinbänkchen.

Das Baufeld wird im Zentrum von einer von Süden nach Norden verlaufenden tektonischen Störung gequert.

Diese Störung biegt südlich des Beschleunigerrings nach Osten ab und weist im Süden einen maximalen Vertikalversatz von 16 m auf.

Anhand der Bohrerkundung kann auch noch von einer Nebenstörung westlich der Hauptstörung ausgegangen werden, die bis an die südliche Hälfte des Beschleunigerrings hineinreicht. Der vertikale Versatz der Störung liegt bei 2 bis max. 4 m.

Grundwasser

Mit den Erkundungsbohrungen wurden drei verschiedene Grundwasserspiegel festgestellt die sich in einen oberen, unteren und einen tiefen Grundwasserspiegel einteilen.

Der obere Grundwasserspiegel liegt in den Sanden der Schicht 2(s) nur wenige Meter unter der Geländeoberkante.

Der untere Grundwasserleiter bildet die Schicht 3 und ist partiell durch die sandigen Schluffe der Schicht 2(u) vom oberen Grundwasserspiegel getrennt.

Der tiefe Grundwasserspiegel der wiederum von den beiden oberen getrennt ist liegt in der Schicht 4, den bunten Tonen und schluffigen Sanden.

Der tiefe Grundwasserspiegel ist für die Baumaßnahme unwesentlich.

Der Betonangriffsgrad des Grundwassers variiert von stark angreifend im nördlichen Bereich bis schwach angreifend bzw. nicht angreifend im südlichen Bereich. Die Betonangreifende Substanz ist dabei immer der erhöhte Gehalt an kalklösender Kohlensäure CO₂.

Der aktuelle Bemessungswasserstand liegt im Osten bei ca. 134,00 ü.NN und im Westen bei ca. 133,00 ü.NN.

Setzungen

Großflächig liegen die Gebäudeoberkanten und die neuen Geländeoberkanten der Auffüllungen auf einem Niveau von 142,00 bis 143,00 m ü. NN, während das derzeit anstehende Geländeniveau bei 136,00 bis 137,00 m ü. NN liegt. Der Aufbau aus Gebäuden und Auffüllungen erreicht gegenüber dem vorhandenen Gelände somit eine Höhe von 6 – 7 m.

Die vorwiegend tonigen tertiären Sedimente sind als setzungsfähig anzusehen und bei höheren und großflächigen Belastungen, die durch die sehr massive Bauweise der Gebäude und durch die Geländeauffüllungen vorhanden sind, wird dies auch zu größeren Setzungen führen. Im Bereich der Störung ist auch von entsprechenden Setzungsunterschieden auszugehen.

Für die zu erwartenden Setzungen und deren mögliche Reduktion wurde vom Bodengutachter der Teil 2: Gründungsgutachten des Geotechnischen Standortgutachtens erstellt.

In diesem Gründungsgutachten, das aktuell in der Revision C vom Juni 2009 vorliegt sind Setzungsberechnungen anhand der ermittelten Bodenkennwerte und den vorhandenen Belastungen aus den Gebäuden und Auffüllungen durchgeführt und dokumentiert worden.

Die Ergebnisse der Setzungsberechnung an schlaffen, flach gegründeten Gebäuden stellen sich wie folgt dar:

Die Setzungen variieren zwischen 10 und 35 cm.

Die sogenannte Mitnahmesetzung an den bestehenden Anlagen sowie an einzelnen Gebäuden, welche sich infolge der Geländeauffüllungen ergeben betragen bis zu 10 cm. Diese Setzungen klingen in einem horizontalen Abstand von ca. 30 m auf null ab.

Die maximale Setzung des Verbindungstunnels T103 wird infolge der Auffüllungen bis zu 30 cm betragen.

Der Setzungseinfluss durch Bauwerkslasten und Auffüllung am südlichen Rand des Beschleunigerrings beträgt noch ca. 5 bis 7 cm.

 Leonhardt, Andrä und Partner	FAIR Facility for Antiproton and Ion Research	H08 8327 Erläuterungsbericht übergreifendes Gründungskonzept Datum 16.07.2009 Seite 9 von 18
---	--	---

Im Gründungsgutachten sind für die Abschätzung des zeitlichen Verlaufs der Setzungen Konsolidierungsbeiwerte angesetzt, um den zeitlichen Verlauf der Setzungen mit in die Überlegungen des Bauablaufs einfließen lassen zu können.

Die bisher ermittelten Setzungen von flach gegründeten schlaffen Gebäuden im Zentrum der Anlage von 30 bis 40 cm Gesamtsetzung und den zu erwartenden Setzungsdifferenzen führen zu Bemessungsproblemen der Bauwerke und zu Problemen beim Betrieb der Anlage.

Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit Maßnahmen zur Setzungsreduzierung zu ergreifen.

Setzungsreduzierung

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen und intensiver Diskussionen unter den Planungsbeteiligten ergab sich als einzige Alternative der Einsatz von Großbohrpfählen, um Setzungen zu reduzieren.

Eine reine Pfahlgründung scheidet aus konstruktiven Gründen aus, da im Baufeld kein ausreichend fester Baugrund (z.B. Fels) in einer vertretbaren Tiefe vorhanden ist.

So ergab sich als geeignetes Konzept eine kombinierte Pfahl-Plattengründung.

Die Wirksamkeit einer kombinierten Pfahl-Plattengründung zur Setzungsreduktion wurde im Gründungsgutachten mit einer vereinfachten FE-Berechnung untersucht. Anhand der FE-Berechnungen konnte die Lastverlagerung zur Pfahlsohle hin dargestellt und eine Verringerung der Setzungen mit zunehmender Pfahllänge nachgewiesen werden. Eine wirksame Setzungsreduzierung wird anhand der Ergebnisse der FE-Berechnung durch ein Einbinden der Pfähle in die Klebsande und Tone der Schicht 6 erzielt. Hierzu sind Pfahllängen bis 55 m notwendig die in einem Raster von 5 m x 5 m bis 9 m x 9 m herzustellen sind.

Im Gründungsgutachten Rev. C sind Diagramme aufgeführt mit denen sich das Maß der Setzungsreduzierung und die dafür notwendigen Pfahllängen und Pfahlraster ermitteln lassen. Anhand dieser Diagramme lassen sich die Setzungen mit Pfählen mit 55 m Länge bis auf maximal 33% der Gesamtsetzung der schlaff gegründeten Flachgründung reduzieren.

Der Zusammenhang zwischen Pfahl (Länge und Raster) und Setzungsreduktion ist nicht linear, d. h. um eine möglichst große Setzungsreduktion zu erreichen, muss man gerade im letzten Viertel einen unverhältnismäßig großen Aufwand (viele und lange Pfähle) betreiben.

In Zusammenarbeit mit dem Bodengutachter wurden folgende Pfahlmengen als sinnvoll erachtet, um ein wirtschaftliches Verhältnis zwischen Aufwand (Pfähle) und Ergebnis (Setzungsreduktion) zu erhalten.

Anzahl der Pfähle unter den Gebäuden:	1500 Stk
Anzahl der Pfähle unter den Tunnel :	500 Stk
Anzahl der Pfähle im Bereich der Auffüllungen:	800 Stk

Der Durchmesser der Pfähle beträgt 120 cm und die mittlere Pfahllänge 52 m.

Von LAP wurde die Setzungsreduktion anhand der Diagramme im Gründungsgutachten und die dafür notwendigen Pfähle ermittelt und tabellarisch dargestellt.

3 Grundlagen der Berechnung zur Setzungsreduzierung

Die Setzungen für flach gegründete Gebäude und Tunnel sind im Geotechnischen Standortgutachten, Teil 2: Gründungsgutachten (Rev C), vom Juni 2009 dokumentiert.

Die Setzungen werden in Setzungen aus Gebäudeeigenlast und in Gesamtsetzungen aus Lasten der Gebäude und Erdauffüllungen aufgeteilt.

Im Gründungsgutachten (Rev C) sind unter 8.5 „Vordimensionierung der Pfähle“ die zur Setzungsreduzierung verwendeten Diagramme und Angaben vorhanden.

Die Lasten mit denen die ursprünglichen Setzungen vom Bodengutachter berechnet wurden und mit denen auch die Setzungsreduzierung erfolgte sind in der Tabelle 7.2 des Gründungsgutachtens (Rev B) vom April 2009 ersichtlich.

Bei den Lasten handelt es sich um die Lasten aus Eigengewicht des Gebäudes, Verkehrslasten und Lasten aus Erdüberdeckungen unterschieden in ständige Lasten g und Verkehrslasten p .

Für die Empfehlung aus dem Gründungsgutachten schwere Gebäude mit Pfahllängen von 55 m unter die kohlehaltigen Tone der Schicht 5 zu führen wurden Gesamtlasten von $\geq 250\text{kN/m}^2$ als schwer angesetzt.

Für die Setzungsreduzierung wurde ein Bohrpfahl im Bereich der Gebäude und im Bereich der Auffüllung mit einem Durchmesser von 120 cm zu Grunde gelegt.

4 Vorgehensweise der Berechnung zur Setzungsreduzierung

Die vom Bodengutachter berechneten Setzungen aus Gebäudelasten und Bodenauffüllungen der in der Setzungsberechnung flach gegründeten Gebäude liegen bei ca. 10 bis 35 cm. Das sind Setzungswerte die für den Betrieb der Anlage nicht vertretbar sind, weshalb eine Setzungsreduktion mit Bohrpfählen notwendig ist.

Prinzipielles Vorgehen bei der Setzungsreduktion

Die Setzungsreduktion lässt sich durch die Variation der Pfahllängen (längere Pfähle bedeutet kleinere Setzungen) und/oder durch die Variation des Pfahlrasters (kleineres Pfahlraster gleich mehr Pfähle und dadurch kleinere Setzungen) beeinflussen.

Hierzu wurde das im Gründungsgutachten vorhandene Diagramm zur Setzungsminderung verwendet.

Die Pfahllängen können anhand dieses Diagrammes von 32 m bis auf eine maximale Länge von 55 m variiert werden. Die maximale Setzungsminderung liegt anhand des Diagramms bei 33% der ursprünglichen Setzung.

Hierzu sind Pfahllängen von 55 m erforderlich und teilweise ein Pfahlraster das kleiner als 5x5 m ist.

Als kleinstes Pfahlraster wurde aus konstruktiven Gründen ein Achsraster von 5x5 m festgelegt, damit sich die gegenseitige Beeinflussung der Pfähle in Grenzen hält.

Dadurch konnten ein Teil der schweren Gebäude, die ein sehr großes Setzungsmaß aufweisen nicht immer auf die gewünschten Setzungen eingestellt werden.

Es wurden zusätzlich noch Gründungspfähle bis zu 30 m neben den Gebäuden im Bereich der Auffüllungen nach Empfehlung im Gründungsgutachten zur Setzungsreduktion vorgesehen.

Das Pfahlraster und die Pfahllänge dieser Gründungspfähle orientieren sich am Raster und der Länge der Pfähle des jeweiligen Gebäudes. Im Überschneidungsbereich wurden das engere Raster bzw. die längeren Pfähle angesetzt.

Die zur Setzungsreduktion vorhandenen Diagramme wurden für jedes Gebäude anhand der vorhandenen Lasten und ermittelten Setzungen einer schlaffen Flachgründung angewendet.

Prinzipiell wurden nach Empfehlung des Bodengutachters besser längere Pfähle statt mehr Pfähle als Kriterium für die Setzungsreduktion angesetzt.

Rechengänge zur Setzungsreduktion.

Von LAP wurden zur Setzungsreduktion mehrere Fälle mit unterschiedlichen Randbedingungen durchgerechnet.

Als erster Ansatz wurde eine maximale Setzungsreduktion gewählt, d.h. die Setzungen wurden nach Gründungsgutachten Rev B auf ca. 33% der ursprünglichen Setzungen reduziert.

Das Ergebnis waren minimierte Setzungen von ca. 5 bis 7 cm Gesamtsetzung.

Die Kosten der dafür notwendigen Bohrpfähle beliefen sich allerdings auf netto ca. 129.450.000 €.

Als nächster Fall wurde ein Setzungsziel von ca. 5-10 cm, d.h. eine Setzungsreduktion auf ca. 35% bis 55% mit einem Pfahlraster > 5 x 5 m nach Gründungsgutachten Rev C (Juni 2009) untersucht.

Die dafür notwendigen Kosten betrugen netto ca. 86.450.000 €.

Als dritter Fall versuchte man die Kosten zu optimieren, d.h. das Setzungsziel wurde auf ca. 11 cm festgelegt was eine Setzungsdeduktion von ca. 40% bis 65% entspricht.

Die erforderlichen Kosten betrugen bei diesem Ansatz netto ca. 45.500.000 €.

Nach umfangreichen Abstimmungen mit dem Bodengutachter und dem Bauherrn, zuletzt auf der Besprechung am 09.07.2009, wurden die weiter vorne schon erwähnten Pfähle für eine technisch und wirtschaftlich vernünftige Setzungsreduktion festgelegt.

Anzahl der Pfähle unter den Gebäuden:	1500 Stk
Anzahl der Pfähle unter den Tunnel :	500 Stk
Anzahl der Pfähle im Bereich der Auffüllungen:	800 Stk

Der Durchmesser der Pfähle beträgt 120 cm und die mittlere Pfahllänge 52 m.

Anhand dieser Festlegung wurde von LAP die Berechnung überarbeitet.

Die dadurch erzielte Setzungsreduktion ergab im Mittel eine Setzung von ca. 9 cm. Das entspricht einer Setzungsreduktion im Mittel von ca. 47%. Ein Teil der schweren Gebäude mit einer Last > 250 kN/m² konnten dabei nicht ohne einen unverhältnismäßig großen Kostenaufwand auf diesen Wert eingestellt werden.

Diese Gebäude wurden deshalb auf Setzungen von ca. 11 cm bis 13 cm eingestellt.

Die Kosten dieser Setzungsreduktion, die allen Beteiligten in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht als vernünftig erscheint belaufen sich nun auf netto ca. 50.007.092 €.

4 Zusammenfassung

Zur Setzungsreduktion auf im Mittel ca. 9 cm werden nach den bisherigen Vorgaben für die Gebäude ca. 1.500 Bohrpfähle, mit Ø120 cm und einer Gesamtlänge von ca. 80.300 m, für die Tunnel ca. 530 Bohrpfähle und einer Gesamtlänge von ca. 27.500 m sowie im Bereich der Auffüllungen bis ca. 30 m neben den Gebäuden und der Tunnel ca. 800 Bohrpfähle mit einer Gesamtlänge von ca. 41.600 m erforderlich.

Die einzelnen Pfahllängen variieren hierbei von 50 m bis 55m und sind im Mittel ca. 52 m lang.

Die schweren Gebäude 12, 12a, 15, 12/15, 15A, 18, der Tunnel T103, T104, T108 N und T113 konnten nicht auf den gewünschten Setzungswert von ca. 9 cm eingestellt werden.

Diese Bauten weisen nach den bisherigen Vorgaben auch mit den beschriebenen Gründungspfählen Setzungen von 11,5 cm bis 14,6 cm auf.

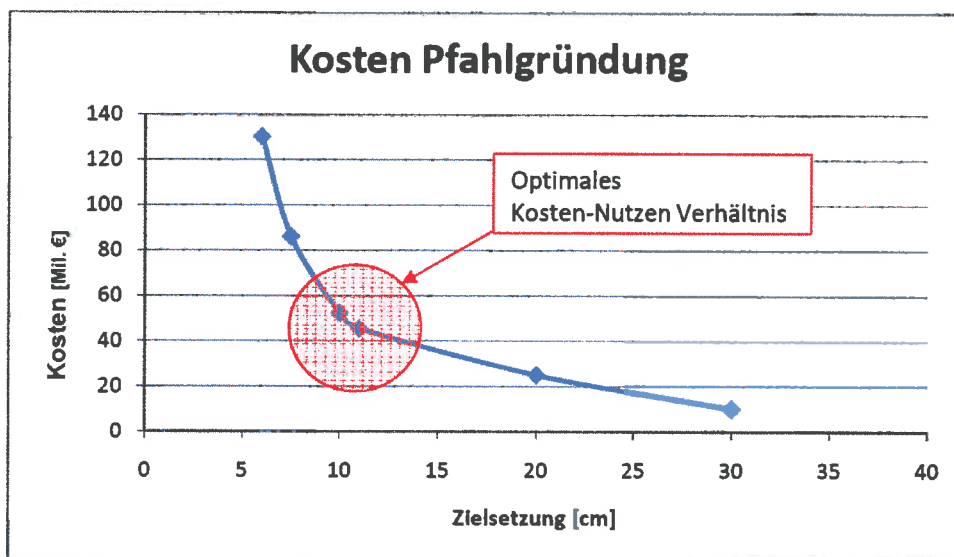
Diese Setzungen wie auch die übrigen Setzungen können durch einen darauf abgestimmten Baufortschritt relativiert werden. Das heißt, die Gebäude mit den großen Setzungen sollten zuerst gebaut werden damit sich Teile der Setzungen eingestellt haben, wenn die nächsten Gebäude begonnen werden.

Als Einheitspreis pro lfm Bohrpfahl wurde von uns in Abstimmung mit der Projektsteuerung Drees und Sommer ein Preis von netto 335 € angesetzt.

Durch die bisher ermittelte Menge von ca. 150.000 m Bohrpfahl wirkt sich ein anderer Einheitspreis sehr schnell in sehr hohen Beträgen aus. Einheitspreise wiederum werden grundsätzlich durch die herzustellende Menge beeinflusst. Die von uns ermittelten Mengen und Kosten sind deshalb auch nur eine Schätzung anhand der bisher bekannten Vorgaben.

In der Summe kostet die Setzungsreduktion mit Bohrpfählen Ø 120 cm und einer mittleren Länge von 52 m auf ein Setzungsziel von ca. 9 cm im Mittel netto ca. 50.007.092 €.

Die durchgeführten Berechnungen kann man in folgende Grafik der Abhängigkeit zwischen den Kosten und der Zielsetzung zusammenfassen.



Name / Datum / Unterschrift:

Dipl.-Ing. Rudolf Speth 16.07.09

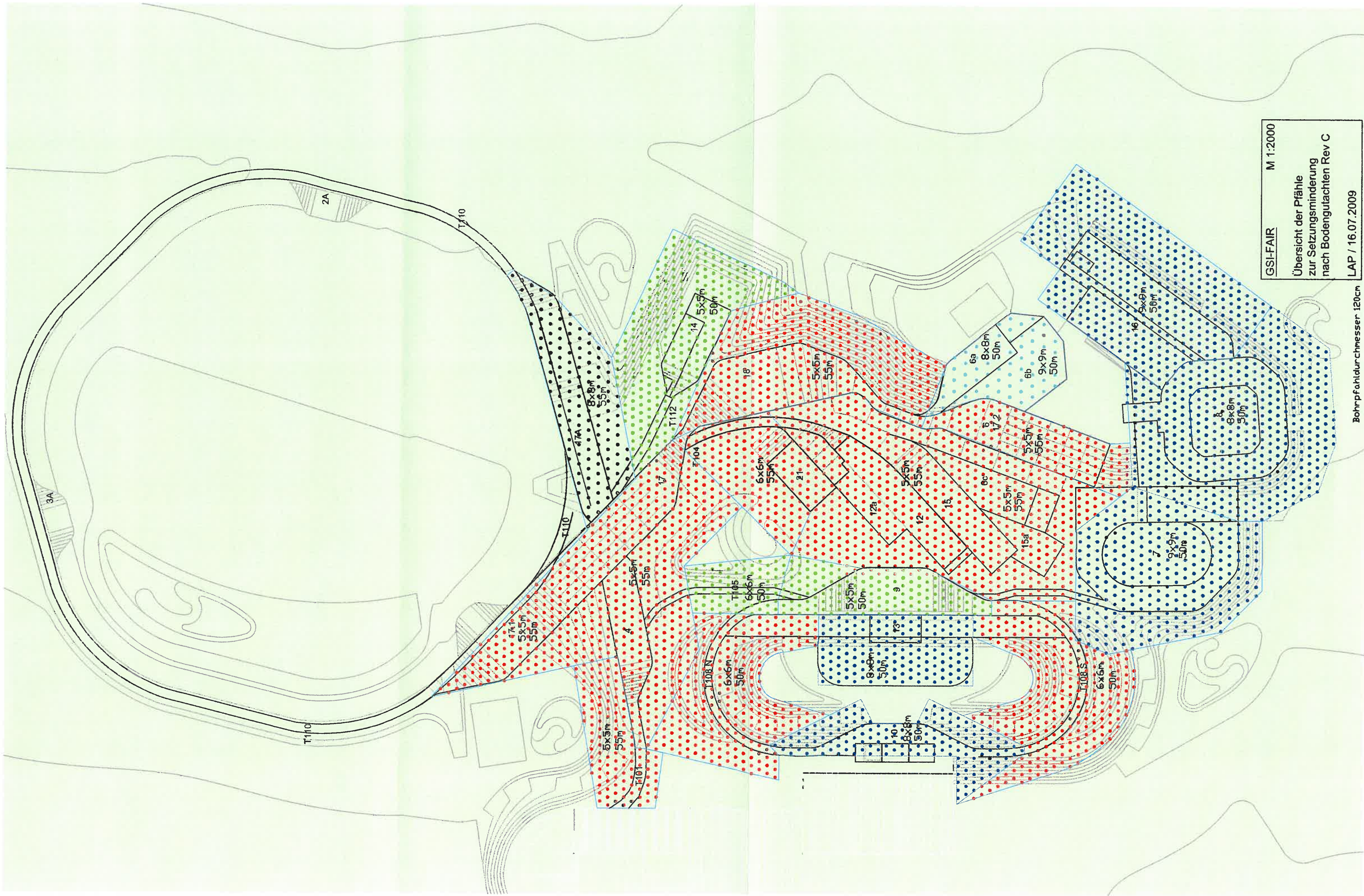
R. Speth

Projekt Nr.:

H08 8327

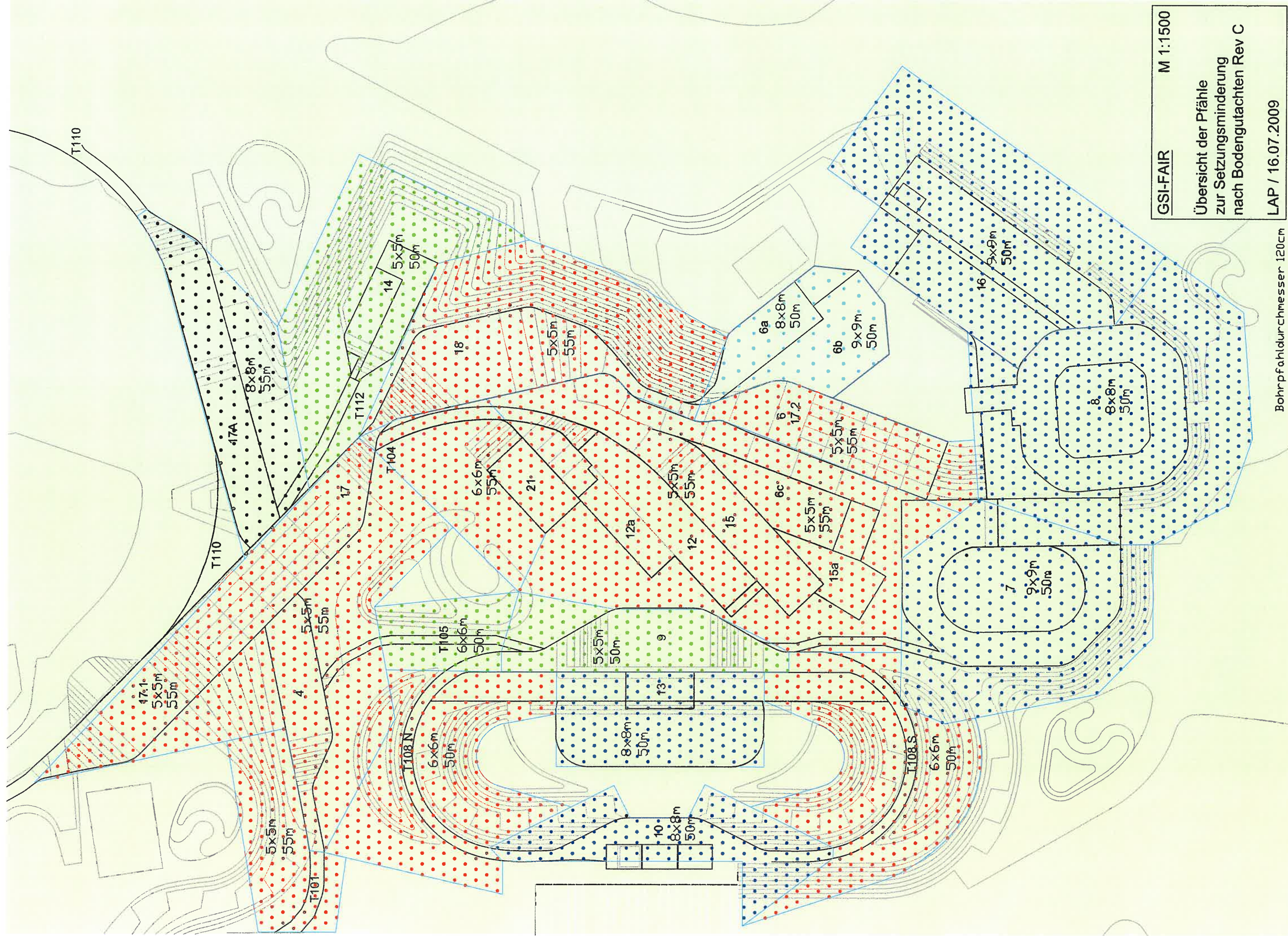
 Leonhardt, Andrä und Partner	FAIR Facility for Antiproton and Ion Research	H08 8327 Erläuterungsbericht übergreifendes Gründungskonzept Datum 16.07.2009 Seite 18 von 18
---	--	--

Anlagen: **Übersichtsplan**
 Kostenschätzung
 Geotechnisches Standortgutachten Teil 2: Gründungsgutachten (Rev C)



GSI-FAIR M 1:2000
Übersicht der Pfähle
zur Setzungsminde-
rung nach Bodengutachten Rev C
LAP / 16.07.2009

Bohrpfahldurchmesser 120cm



GSI-FAIR M 1:1500

Übersicht der Pfähle
zur Setzungsminde-
rung nach Bodengutachten Rev C

LAP / 16.07.2009

Bohrpfahldurchmesser 120cm

GSI-FAIR

7.610 m²

Ein Pfahlraster < 5x5m wurde aus konstruktiven Gründen nicht gewählt.

netto

090724_FAIR_Massen_Bohrpfahlgründung.xlsx

Kostenschätzung zur Setzungsminimierung mit Großbohrpfählen (D=120cm)

Setzungen nach Bodengutachten Rev C (Juni 2009)

Die Fläche der Geländeauffüllung mit Pfählen, die Anzahl der Pfähle der Flächen der Geländeauffüllungen und die Länge der Pfähle nach Angabe Bodengutachter bei der Besprechung am 09.07.2009.

Fläche:	46.109 m ²	Länge:	52
---------	-----------------------	--------	----

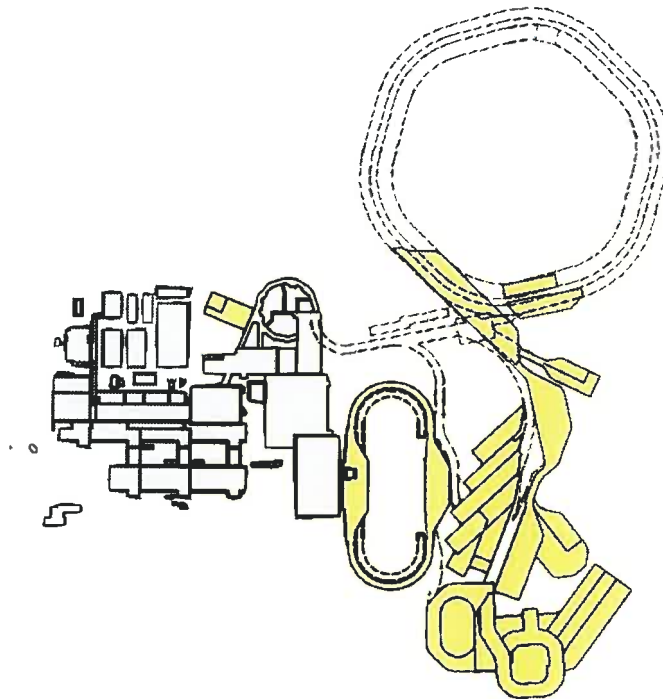
Haus Nr.	Bohrpfahl Gebäude				Bohrpfahl Geländeauffüllung				Summe Bohrpfähle Gebäude + Geländeauffüllung														
	Anzahl [Stk]	Länge [m]	Σ Länge [m]	Σ Preis [€]	Anzahl [Stk]	Länge [m]	Σ Länge [m]	Σ Preis [€]		Anzahl [Stk]	Länge [m]	Σ Länge [m]	Preis [€/m]	Σ Preis [€]									
													335										
4	81	55	4.431	1.484.318 €										2.103.289 €									
4a	54	55	2.944	986.106 €										1.605.077 €									
6	87	55	4.774	1.599.290 €										2.130.360 €									
6a	36	50	1.823	610.590 €										837.668 €									
6b	16	50	798	267.173 €										596.802 €									
6c	86	55	4.730	1.584.550 €										2.106.463 €									
7	91	50	4.573	1.532.108 €										1.770.174 €									
8	118	50	5.883	1.970.742 €										2.340.660 €									
9	49	50	2.450	820.750 €										1.232.787 €									
10	30	50	1.496	501.191 €										805.183 €									
12	44	55	2.411	807.752 €										1.291.209 €									
12a	32	55	1.756	588.126 €										1.262.035 €									
13	59	50	2.957	990.605 €										1.268.959 €									
14	86	50	4.294	1.438.490 €										1.854.189 €									
15	35	55	1.936	648.560 €										1.267.531 €									
12/15	10	55	572	191.620 €										810.591 €									
15A	48	55	2.640	884.400 €										1.503.371 €									
15a	10	50	500	167.500 €										445.854 €									
16	63	50	3.133	1.049.667 €										1.373.802 €									
17A	42	55	2.298	769.820 €										1.388.790 €									
17.1	241	55	13.253	4.439.688 €										5.058.659 €									
17.2	-	-	Gebäude 6	-										-									
18	139	55	7.625	2.554.442 €										3.085.512 €									
21	33	55	1.833	614.167 €										952.952 €									
20	23	50	1.148	384.727 €										760.138 €									
T101	43	50	2.125	711.875 €										959.097 €									
T103	61	55	3.370	1.129.043 €										1.843.240 €									
T104	34	55	1.879	629.521 €										876.743 €									
T105	55	50	2.739	917.528 €										1.265.470 €									
T106	18	55	999	334.721 €										752.251 €									
T108 N	109	50	5.472	1.833.194 €										2.082.248 €									
T108 S	109	50	5.458	1.828.542 €										2.077.595 €									
T112	46	50	2.318	776.549 €										1.025.602 €									
T113	56	55	3.056	1.023.739 €										1.272.792 €									
2.043 m					1.735 m					36.071.092 €					2.843 Stk		149.275 m		50.007.092 €				
										41.600 m					13.936.000 €								

netto

- 2850 -

GSI – FAIR Projekt

Geotechnisches Standortgutachten
Teil 2: Gründungsgutachten (Rev C)



erstattet im Auftrag der

GSI-FAIR CC

Darmstadt-Wixhausen

Juni 2009

Lindernweg 28 * D - 64291 Darmstadt

Tel.: (06151) 37 48 28 Fax.: 37 48 29

Bauaufsichtlich anerkannter Sachverständiger für Erd- und Grundbau
Von der Ingenieurkammer des Landes Hessen zugelassen als Beratender Ingenieur

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Vorbemerkungen	4
2. Unterlagen	5
2.1 Planungsunterlagen	
2.2 Sonstige Unterlagen	
3. Kurzbeschreibung der Baumaßnahme	6
4. Baugrundaufbau und geotechnische Kennwerte	9
5. Zulässige Belastung	13
5.1 Zulässige mittlere Bodenpressung für Einzelfundamente $A = B$	14
5.2 Zulässige mittlere Bodenpressung für Streifenfundamente $A > 10 B$	16
5.3 Abminderung der zulässigen Bodenpressung bei Horizontallasten	17
5.4 Nachweis der Gleitsicherheit bei Horizontallasten	
5.5 Zulässige Bodenpressung am Rand von Gründungsplatten	18
5.6 Gesamtstandsicherheit der Gebäude	19
6. Vertikale Tragfähigkeit von Großbohrpfählen	22
6.1 Vergleichspfahl MVA Darmstadt	
6.2 Grenztragfähigkeit der Pfähle	24
6.3 Tragfähigkeit der Bohrpfähle für die KPP	25
7. Setzung der Gebäude	27
7.1 Bauwerksliste	
7.2 Mittlerer Setzung der einzelnen Gebäude	29
7.3 Setzung der Tunnel	31
7.4 Setzungsprognose für die Gesamtanlage	32
7.5 Anmerkungen zu den vorgenannten Setzungen	39
7.6 Zeitlicher Ablauf der Setzungen	41
7.7 Einfluss der Gebäudesteifigkeit auf die Setzungen	45
7.8 Möglicher Einfluss der Störung auf die Setzungen	46
8. Möglichkeit zur Reduzierung der Setzungen mit Pfählen (KPP)	47
8.1 Vorberechnung mit einem vereinfachten FE-Modell	
8.2 Vorberechnung einer KPP	49
8.3 Ergänzende Hinweise zur KPP	
8.4 Mittlere Setzung bei Anordnung von Pfählen unter den Lastflächen	52
8.5 Vordimensionierung der Pfähle	54
8.6 Bemessung der Pfahl-Plattengründung	55

Inhaltsverzeichnis (Fortsetzung)

	Seite
9. Hinweise zur weiteren Planung und Bauausführung	56
9.1 Berechnung der Gebäude und Tunnel	58
9.2 Baugrubenaushub, Grundwasserhaltung und Wiederverfüllung	58
9.3 Lastannahmen für die Bemessung des Baugrubenverbaus	66
9.4 Geländeauffüllung	67
9.5 Schutz der Bauwerke gegen Grundwasser	68
9.6 Einfluss der Baumassnahme auf die Nachbargebäude	69
9.7 Hinweise zum Bauablauf	72
10. Schlussbemerkungen	73

1. Vorbemerkungen

Die GSI - Gesellschaft für Schwerionenforschung mbH plant auf einem rd. 32 ha großen Gelände östlich der bestehenden Forschungseinrichtungen in Darmstadt-Wixhausen den Bau des Forschungszentrums **FAIR** – **F**acility for **A**ntiproton and **I**on **R**earch. Im Norden ist unterirdisch ein Beschleunigerring mit rd. 1.100 m Umfang vorgesehen, im Süden des Projektgebietes liegen die verschiedenen Forschungsgebäude und Verbindungstunnel.

Der Baugrund im Bereich des geplanten Neubaus wurde in den Jahren 2000 bis 2008 erkundet; die Ergebnisse dieser Baugrunderkundung sind im Bericht "Geotechnisches Standortgutachten, Teil 1: Baugrundgutachten" vom Juni 2008 dargestellt.

Im Auftrag der GSI – FAIR CC werden im vorliegenden Bericht auf der Grundlage dieser Untersuchungsergebnisse und der Planungsunterlagen gemäß FBTR die Gründungsbedingungen für die geplanten Bauwerke beschrieben.

2. Unterlagen

2.1 Planungsunterlagen

Für die Bearbeitung des Projektes wurden vom Auftraggeber die folgenden Unterlagen zur Verfügung gestellt:

- [U17] FAIR – Baseline Technical Report vom September 2006
- [U18] Dipl.-Ing. W. Romberg, Darmstadt
Geotechnisches Gesamtgutachten Teil 1: Baugrundgutachten, Juni 2008
- [U19] Architektengemeinschaft ION42 GbR , Frankfurt am Main
Lageplan FDARION_PA_Gebäudeumrisse_Setzungsberechnung.dwg
vom 30.03.2009
- [U20] WGF Objekt Landschaftsarchitekten GmbH, Nürnberg
Plan Flächenverteilung FCFA2_I_1.dwg vom 23.03.2009
- [U21] Leonhardt, Andrä und Partner, Stuttgart
Gebäudeblocklasten LAP_H08_8327 20090216 vom 26.02.09 und Ergänzung vom
13.05.2009

2.2 Sonstige Unterlagen / Literatur

-

3. Kurzbeschreibung der Baumaßnahme

Die geplante FAIR-Anlage besteht im Norden aus dem Synchrotron SIS 100/300 mit etwa 350 m Durchmesser und rd. 1.100 m Umfang und im Süden aus einer Reihe von Forschungsgebäuden, die über Tunnel mit dem Beschleunigerring verbunden sind (vgl. Übersichtslageplan, Bild 3.1).

Der Beschleunigerring wird in etwa 19 m Tiefe unter Gelände gegründet. Die Anlagengebäude sind unterschiedlich tief zwischen 1 m und 18 m Tiefe unter dem auf NN +135 – 137 m gelegenen Gelände gegründet; einige Gebäude liegen über dem derzeitigen Gelände in den geplanten Auffüllungen.

Die Gebäude erhalten aus strahlenschutztechnischen Gründen teilweise mehrere Meter dicke Wände und meterhohe Erdüberschüttungen und führen somit zu einer erheblichen Belastung des Baugrundes bis zu 400 kPa.

Das Gelände wird im Bereich der Anlagengebäude großflächig mit einer mittleren Auffüllhöhe von rd. 7 m auf NN +143 m und zwischen den Gebäuden 6 und 18 mit einer maximalen Höhe von rd. 15 m auf NN + 153 m. aufgefüllt (vgl. Bild 3.2).

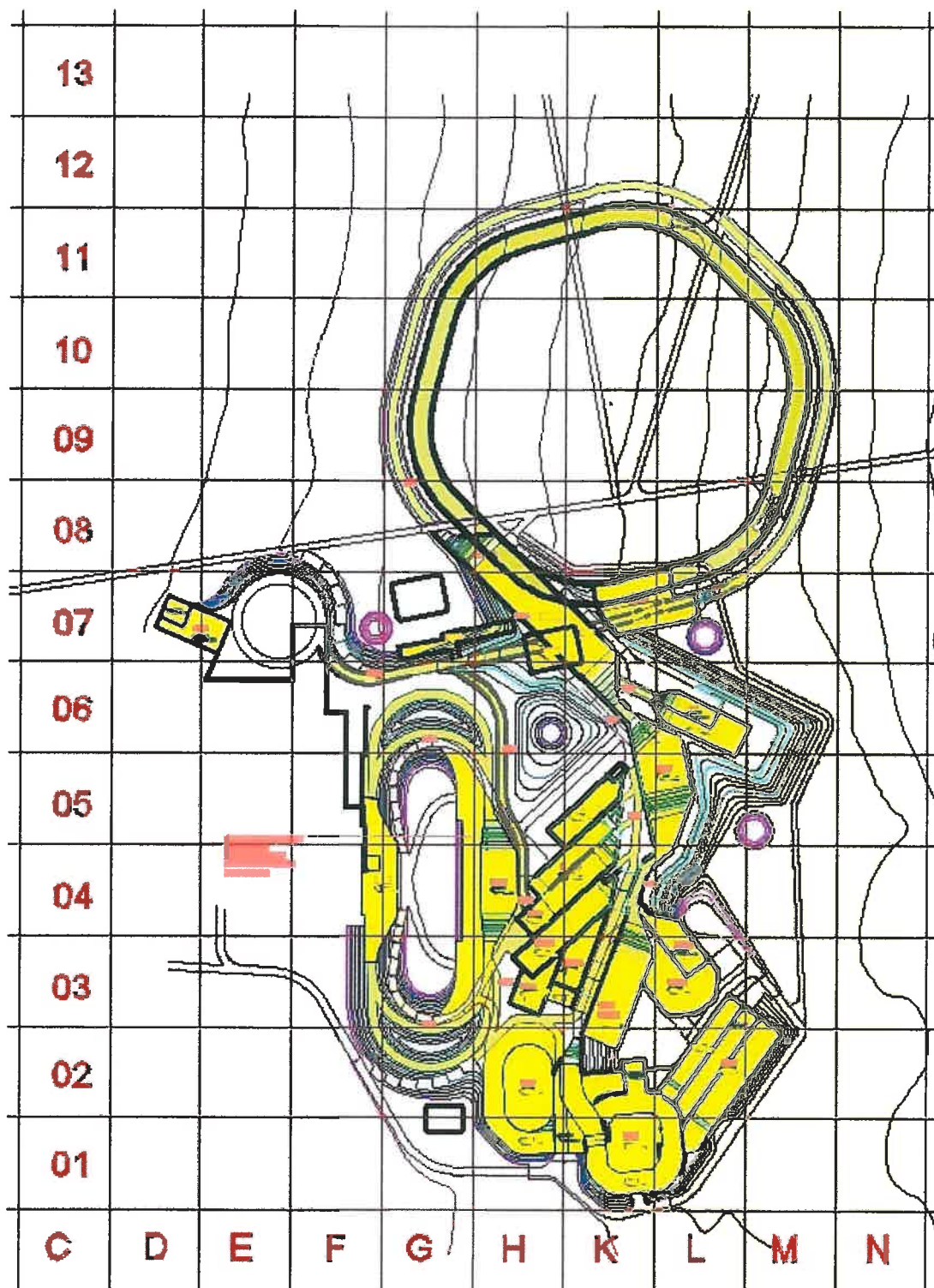


Bild 3.1: Lage der Gebäude und Höhe der Geländeauffüllung nach [U19]

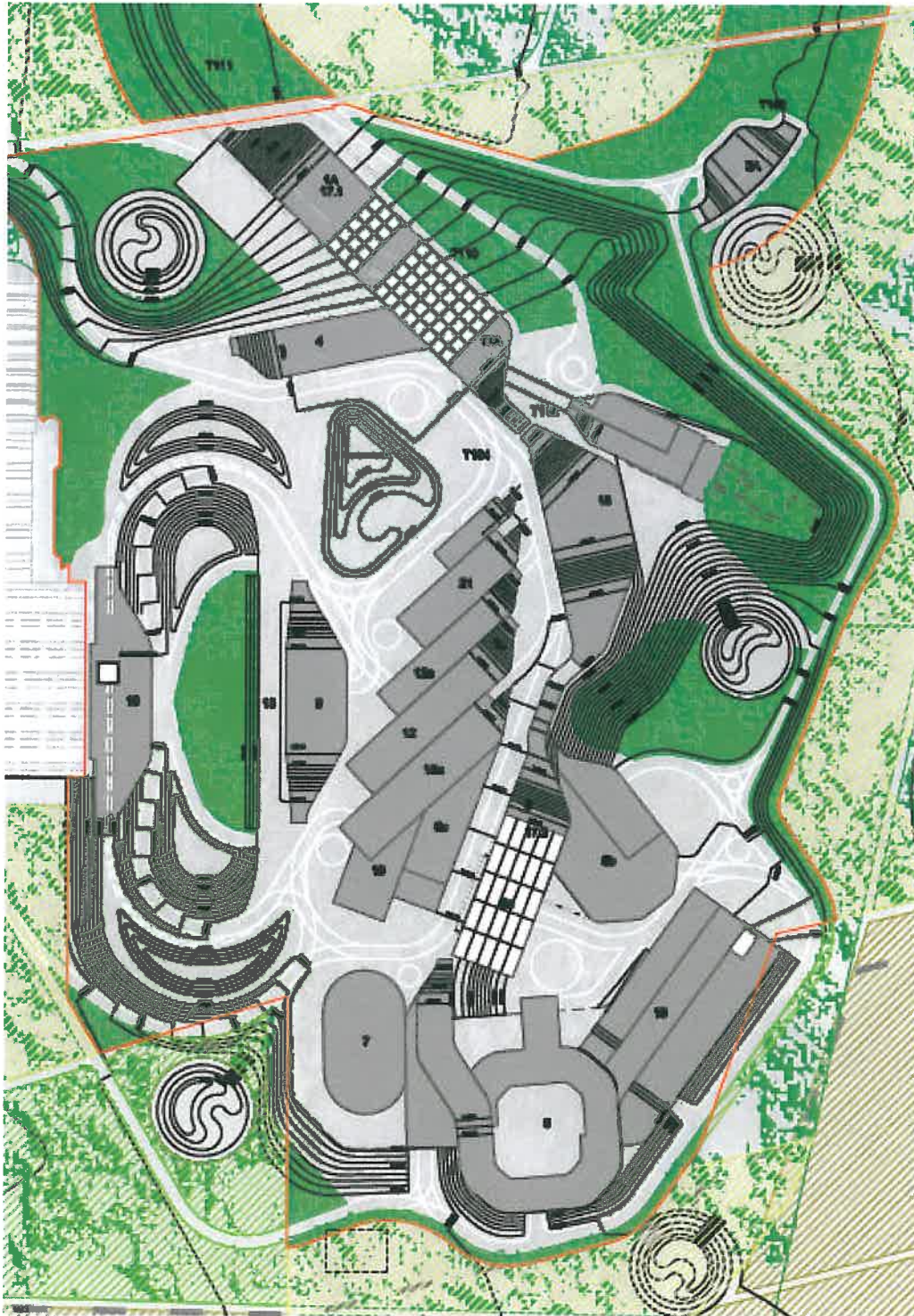


Bild 3.2: Lage der Gebäude und Geländegestaltung nach [U20]

4. Baugrundaufbau und geotechnische Kennwerte

Der bis in 80 m Tiefe anstehende Baugrund unter dem seicht von Westen nach Osten von NN +135 m auf NN +138 m ansteigenden Gelände wird nach [U18] in insgesamt sieben **Schichteinheiten** wie folgt unterteilt:

Schicht Nr.	Geologische Einheit	Hauptbodenart	Sonderheiten
1	Holozän	Oberboden und schluffige Feinsande	Nacheiszeitliche Ablagerungen, locker gelagert
2	Pleistozän	Sande und Schluffe	Im oberen Bereich Sande, im unteren Bereich unregelmäßiger Wechsel von meist grauem Schluff und Sand
3		Sande	Vorwiegend rotbraune Fein- bis Mittelsande, Hauptgrundwasserleiter
4	Pliozän (?)	Sande und Tone	Unregelmäßiger Wechsel von bunten Tonen und schluffigen Sanden
5	Pliozän – Miozän	Ton mit Braunkohleton	Rotbraune, steife Tone, an der Basis eine braunkohlehaltige Lage
6		Klebsande und Tone	Hellgrau – bunte halbfeste Tone und zähe Ton-Sandgemische
7		Kalke (Kalkstein + Mergel)	Mergel und Tonmergel mit dünnen Kalkbänkchen

Der Standort wird im Zentrum von einer Süd – Nord streichenden, südlich des SIS-Ringes nach Osten abbiegenden **tektonischen Störung** gequert, die im Süden einen maximalen Vertikalversatz von 16 m aufweist. Nach Nordosten nimmt der Versatz auf etwa die Hälfte ab.

Ein westlich der Hauptstörung verlaufender, durch Nebenstörungen begrenzter Graben, der bis in die südliche Hälfte des SIS - Ringes hineinreicht, kann aufgrund der Bohrerergebnisse angenommen werden; der vertikale Versatz an diesen Nebenstörungen ist aber mit etwa 2 m bis < 4 m nur gering.

Die Störung ist aufgrund des zum Hangenden hin abnehmenden Vertikalversatzes als fortlebend anzusehen.

Durch die Störung sind die Schichtmächtigkeiten für drei Bereiche zu unterscheiden:

Schicht Nr.	1	2	3	4	5	6
Bereich Nord	1,60	10,70	8,70	24,90	5,90	28,20
Bereich Südwest	1,65	10,70	8,45	22,00	7,95	29,75
Bereich Südost	1,30	6,50	7,30	14,75	6,30	43,85

Tabelle 4.1: Mittlere Schichtmächtigkeiten nach [U18], Tabelle 3:

Grundwasserspiegel

Die Grundwasserstände werden derzeit gemessen und die Bemessungswerte sind nach Vorliegen einer ausreichenden Messreihe noch endgültig festzulegen. Auf der Basis der Messungen Mai 2008 (vgl. [U 18]) ergeben sich in etwa folgende Bemessungswasserstände:
:

Bau	Grundwasser		
	GW max	Gw(bem) + 0,50	
4	132,60	133,10	
6	132,50	133,00	
7	132,00	132,50	
8	132,30	132,80	
9	132,00	132,50	
10	132,00	132,50	
12	132,30	132,80	
13	132,00	132,50	
14	133,00	133,50	
15	132,50	133,00	
16	132,90	133,40	
18	132,80	133,30	
20	131,80	132,30	
21	132,50	133,00	

Tunnel	Grundwasser		
	GW max	Gw(bem) + 0,50	
101	132,40	132,90	
102	132,80	133,30	
103	132,80	133,30	
104	132,80	133,30	
105	132,60	133,10	
106	132,00	132,50	
108	132,00	132,50	
110 (N)	132,80	133,30	
110 (E)	133,00	133,50	
110 (S)	132,80	133,30	
110 (W)	132,40	132,90	
111	132,80	133,30	
112	132,80	133,30	
113	132,60	133,10	

Tabelle 4.2: Bemessungsgrundwasserspiegel

Für die Ermittlung der zulässigen Belastung des Baugrundes und der zu erwartenden Setzungen gelten die mittleren bodenmechanischen Bemessungskennwerte nach [U18]:

Scherfestigkeit

Schicht	SPT	Wichte				Scherfestigkeit		Anfangsfestigkeit	
	N ₃₀	γ_n	γ_g	γ'	γ_s	Reibungs- winkel φ'	Kohäsion c'	Reibungs- winkel φ_u	Kohäsion c_u
-	[-]	[kN/m³]				[°]	[kN/m²]	[°]	[kN/m²]
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2(s)	20 – 25	20	21	11	26,5	30	2,5 *)	30	-
2(u)	15 – 20	-	21	11	26,8	25	5 *)	-	100*)
3	25 - 30	-	21	11	26,5	33	0	33	-
4(S)	35 - 40	-	21	11	26,6	30	5	-	60
4(T)	30 - 35	-	21	11	26,8	25	15	-	100
5	45 - 50	-	20	10	27,0	20	20	-	140
6	55 – 60	-	21,5	11,5	26,7	25	30	-	160

*) Die Kohäsion wird für die Berechnung der Grundbruchsicherheit und Gleitsicherheit abgemindert

Tabelle 4.3: charakteristische Bodenkennwerte der Scherfestigkeit nach [U18] Tabelle 12

Verformbarkeit

Schicht	Poren- volumen	Poren- ziffer	E- Modul	Kompressions index		Steifemodul			
	N	e ₀	E(qu)	C _c *)		Erstbelastung E _{s,1} [MN/m²]		Wiederbelastg. E _{s,3} [MN/m²]	
	[-]		[MN/m²]	von	Bis	Von	bis	Von	bis
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2(s)	0,34	0,50	-	0,030	0,021	30	40	80	120
2(u)	0,33	0,50	4,5	0,060	0,043	15	25	40	60
3	0,33	0,50	-	0,030	0,021	40	60	120	180
4(S)	0,34	0,50	-	0,040	0,028	40	60	120	180
4(T)	0,33	0,58	16	0,075	0,054	25	40	60	90
5	0,42	0,72	12	0,090	0,064	25	40	60	90
6	0,28	0,50	23	0,060	0,043	50	80	150	240

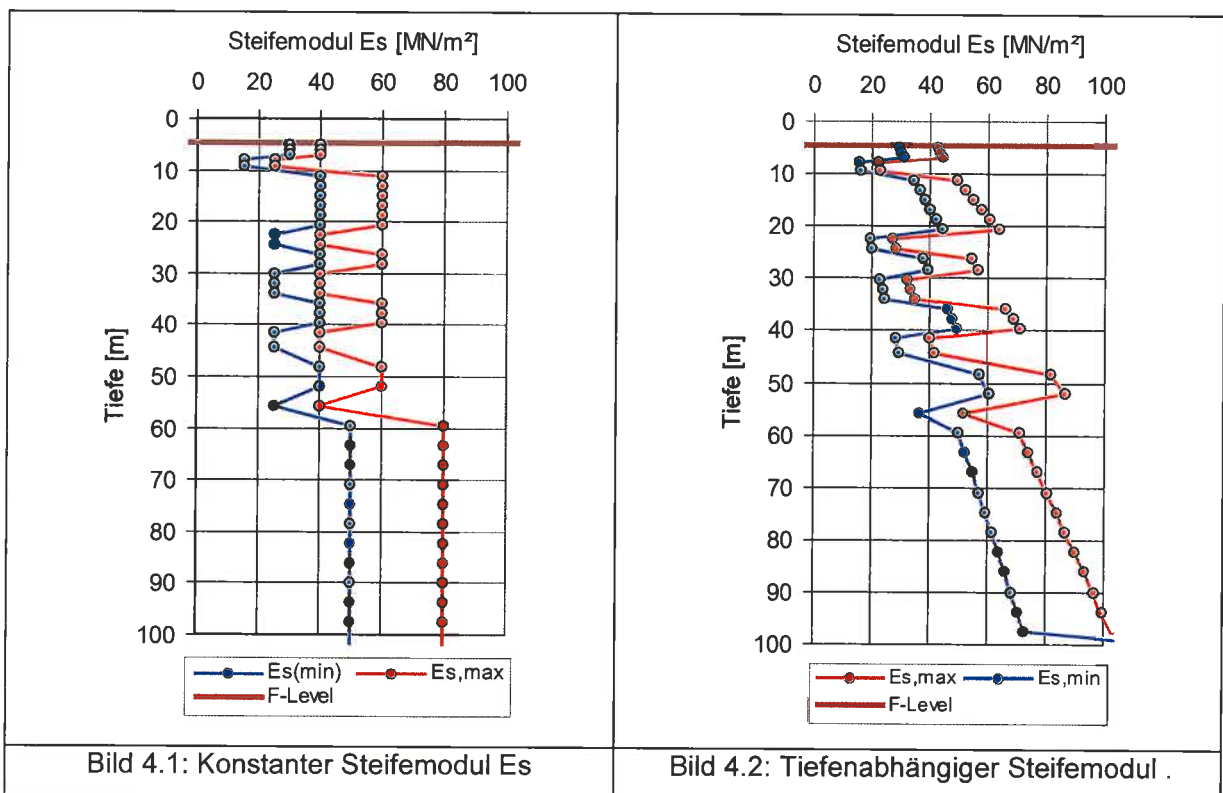
*) Für Schichten 1 - 4: p₀ = 100 für Schichten 5 + 6 (Tertiär, geol. vorbelastet): p₀ = 200

Tabelle 4.4.: charakteristische Bodenkennwerte der Verformbarkeit nach [U18] Tab. 13 und 14

Zeitabhängige Setzungen

	Schicht	2(s)	2(u)	3	4(S)	4(T)	5	6
Sofort-setzung	s(sof.) [%]	80	40	90	80	40	25	40
Zeit - setzung	C_v [m ² /s]	$3 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-4}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$	$3 \cdot 10^{-8}$
Wirksame Schichtdicke	d_w [m]	3	3	3	2	2	6	4

Tabelle 4.5: Konsolidierungsverhalten nach [U18] Tabelle 15:



5. Zulässige Belastung

Auf der Grundlage der bodenmechanischen Kennwerte nach dem Geotechnischen Gesamtgutachten, Teil 1, wurden die zulässigen mittleren Bodenpressungen für die verschiedenen Baugrundsichten so ermittelt, daß die Sicherheitsanforderungen sowohl nach DIN 4017 als auch nach DIN 1054, GZ 1B und GZ 1C eingehalten werden.

Die zulässige Bodenpressung ist definiert als

$$p_{zul} = F_{vorh} / A^*$$

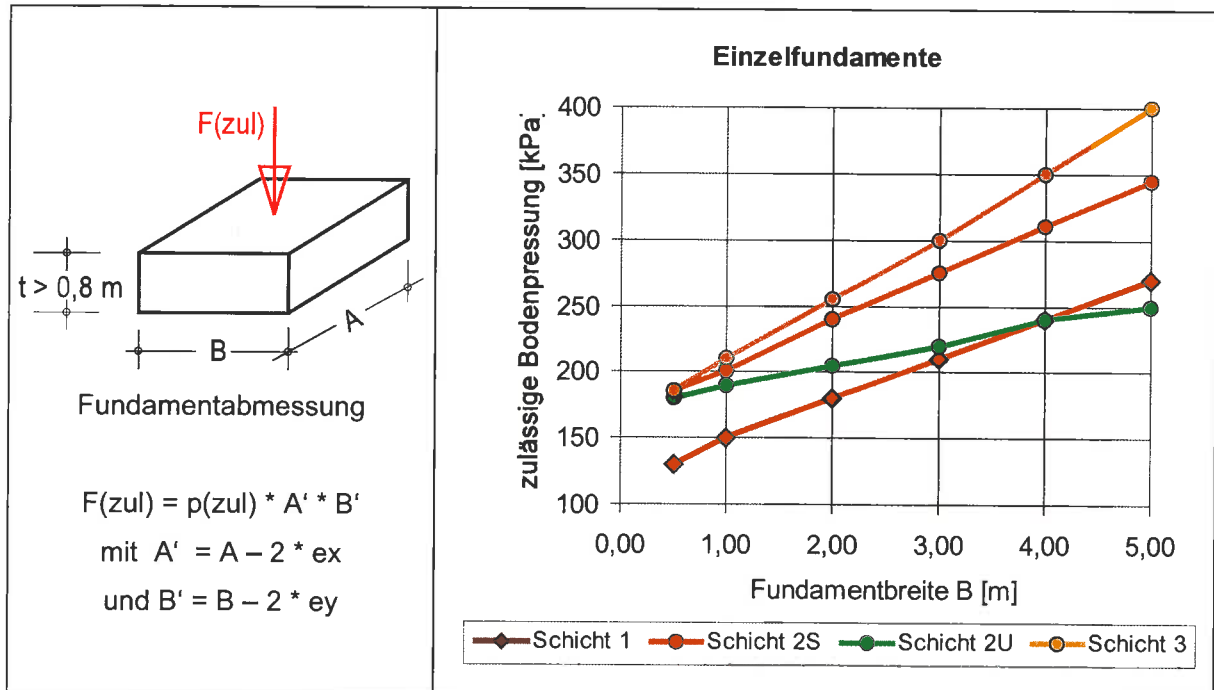
mit

F_{vorh} = vorhandene Vertikallast

A^* = mittig gedrückte Fundamentfläche $A' \cdot B'$ (mit $A' = A - 2 \cdot e_x$ und $B' = B - 2 \cdot e_y$).

Die nachstehend genannten Bodenpressungen können für die Dimensionierung der Gründungskörper angesetzt werden, sofern keine genauere Ermittlung für den aktuellen Fall erfolgt.

5.1 Zulässige mittlere Bodenpressung für Einzelfundamente A = B



	B [m]	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Schicht 1		130	150	180	210	240	270
Schicht 2S		185	200	240	275	310	345
Schicht 2U		180	190	205	220	240	250
Schicht 3		185	210	255	300	350	400

Tabelle 5.1: zulässige Bodenpressung in kPa für Einzelfundamente

Berechnung der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017											
Project:		2850	GSI-FAIR		allgemein				strength limit state		
Baugrund											
Schicht	t [m]	γ [kN/m³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ_s [°]	c_a [kPa]	E_v [Mpa]	Kontrollwerte			
1	0,80	10,00	-	-	-	-	-	$\phi' > 0$?	1		
2	100,00	10,00	33,00	0,00	29,70	0,00	35,00	$c' > 0$?	0		
Bruchmechanismus		Verdrängungsbruch (ja = V)				n	ϕ'_{calc} [°]	33,00	Nq	26,09	
Teilsicherheitsbeiwerte											
siehe GZ 1B oder GZ 1C											
Fundamentabmessungen											
t [m]	df [m]	B [m]	L [m]	V(F) [kN]	B' [m]	L' [m]	A [m²]	A' [m²]	Bö β [°]		
0,80	0,80	3,00	3,00	108	3,00	3,00	9,00	9,00	0,00		
Deckschicht für Nachweis gegen Durchstanzen nach DIN V 4017-100											
Dpave [m]	0,00	θ [°]	7	B* [m]	3,00	L* [m]	3,00	V* [kN]	2.728		
Lasten											
V [kN]	ex [m]	Hs,x [kN]	hs,x [m]	Myy[kNm]	ey [m]	Hs,y [kN]	hs,y [m]	Mxx[kNm]			
Normal	2.620	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0		
Wind etc.	-	-	0	13,20	0	-	0	35,00	0		
Erdbeben	0	-	0	0,00	0	-	0	0,00	0		
ahx / g	0,000	ahy / g	0,000	av/g	0,000	Seq,x [-]	1,00	Seq,y [-]	1,00		
Total	2.728		0	0		0		0	0		
Ergebnis											
pm [kPa]	p' [kPa]	Grundbruchsicherheit DIN 4017				$\eta =$	2,19	>	2,00		
303	303	Gleitsicherheit (mit ca ?)				nein	ngl = #####	>	1,50		
		Sicherheit DIN 1054 GZ 1B				$\eta =$	1,16	GZ 1C	$\eta =$	1,00	
Berechnung											
Kontrolle der zulässigen H-Last											
$\eta^* =$	1,50	H,res	0	H $\cdot\eta^*$ [kN]	0	H,ult [kN]	1556	$1\cdot\eta^* < H_{ult}$	ok.		
Tragfähigkeitsbeiwerte											
Nd	Nb	Nc	v(d)	v(b)	v(c)	n =	$\kappa(d)$	$\kappa(b)$	$\kappa(c)$		
26,092	16,295	38,638	1,545	0,700	1,566	2,50	1,000	1,000	1,000		
Beiwerte für Geländeneigung			1,000	1,000	1,000	compressibility factor $c(q)=c(\gamma)$					1,00
Grenztragfähigkeit				Tragfähigkeit			Setzung				
t	pb'	Vb	η	p'zul	Pzul	Hzul	s(m)	ds(x)	ds(y)		
[m]	[kPa]	[kN]	[-]	[kPa]	[kN]	[kN]	[cm]	[1:..]	[1:..]		
0,80	665	5.982	2,19	332	2.991	1.037	2,22	#####	#####		
Ausmittigkeit											
ex/B	ex [m]	ey/L	ey [m]	Lage der Resultierenden							
0,000	0,00	0,000	0,00	$e^* < b/6$	K1	$e^* > b/6$	0	$e^* < b/3$	0		
Randpressungen [kPa]											
(alle $\sigma = 0$ wenn $e > b/6$)											
σ_r für $e > b/6$ (apprc) [kPa]											
max. Eckpression pr = 303 kPa pr / pm 1,00											

Myy = Moment um y-Achse (aus Hx bzw. ex)
ds(x) = Verdrehung um y-Achse in Richtung x (aus Myy)

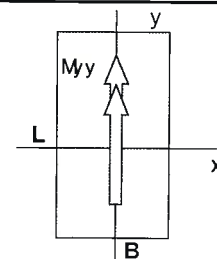
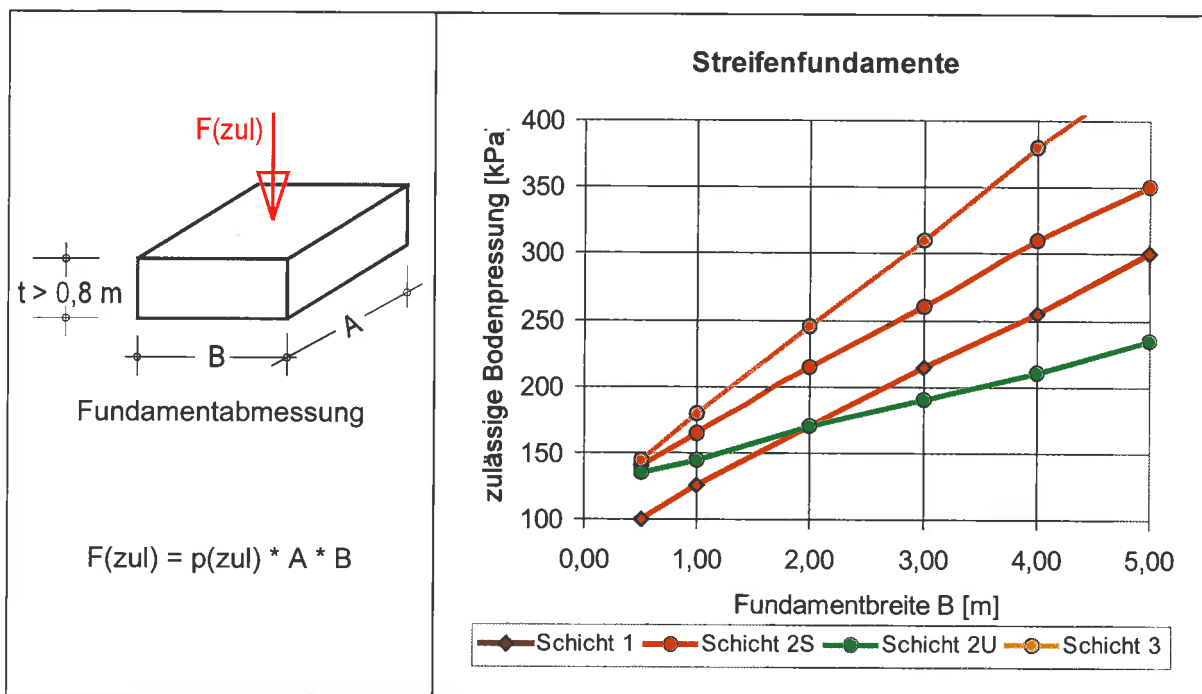


Bild 5.1: Berechnungsbeispiel für Schicht 3, A = B = 3m

5.2 Zulässige mittlere Bodenpressung für Streifenfundamente $A > 10 B$



	B [m]	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00
Schicht 1		100	125	170	215	255	300
Schicht 2S		140	165	215	260	310	350
Schicht 2U		135	145	170	190	210	235
Schicht 3		145	180	245	310	380	440

Tabelle 5.2: zulässige Bodenpressung in kPa für Streifenfundamente

5.3 Abminderung der zulässigen Bodenpressung bei Horizontallasten

Bei horizontaler Belastung der Fundamente sollte die mittlere zulässige Bodenpressung um den folgenden Faktor β abgemindert werden:

H/V	β
0,00	1,00
0,05	0,89
0,10	0,78
0,15	0,67
0,20	0,58
0,25	0,50
0,30	0,42
0,35	0,36
0,40	0,30
0,45	0,25
0,50	0,20

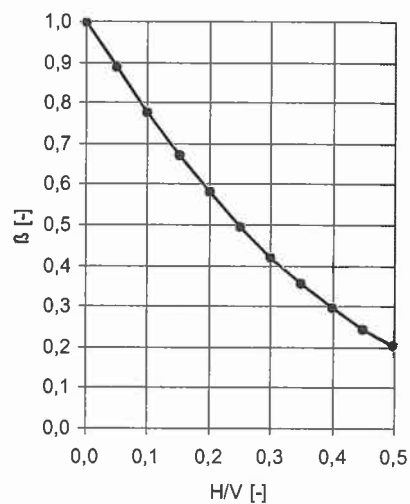


Tabelle 5.3: Abminderung der zulässigen Bodenpressung bei Horizontallasten

5.4 Nachweis der Gleitsicherheit bei Horizontallasten

Der Nachweis der Gleitsicherheit erfolgt zu

$$\text{DIN 4017: } \eta_{gl} = V \cdot \tan(\varphi') / H \geq 1,5$$

bzw.

$$\text{DIN 1045: } 1,1 \cdot V \cdot \tan(\varphi') \geq 1,35 \cdot H$$

Die Kohäsion sollte hierbei nicht angesetzt werden.

5.5 Zulässige Bodenpressung am Rand von Gründungsplatten

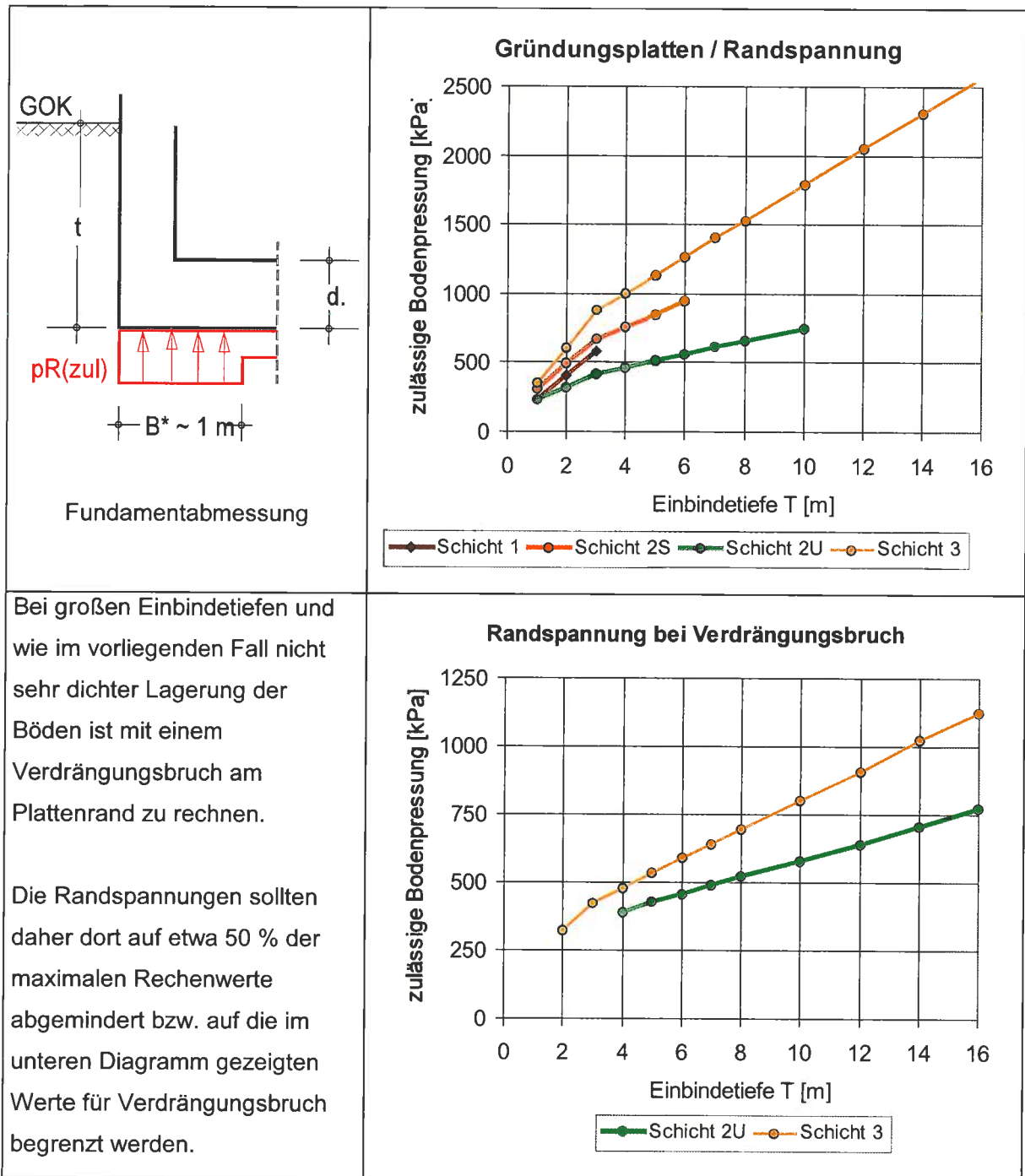


Tabelle 5.4: zulässige Bodenpressung am Plattenrand

5.6 Gesamtstandsicherheit der Gebäude

Die Gesamtstandsicherheit der Gebäude wird exemplarisch für Bau 6c mit der höchsten Last ermittelt.

Es wird zunächst angenommen, dass der Baugrund bis in große Tiefe aus Schluffen der Schicht 2U besteht und nur 3,1 m Gründungtiefe vorhanden sind.

Wie die in Bild 5.2 dargestellte Berechnung zeigt, ist die Gesamtstandsicherheit nach DIN 1054 mit

$$\eta_{\text{ges}} \sim 2,4 > 1,0$$

ausreichend groß.

Für die **Anfangsscherfestigkeit** $c_u > 100 \text{ kPa}$, d.h. für sehr schnelle Belastung, wäre die Gesamtstandsicherheit allerdings auch für die Gesamteinbindetiefe von $> 9 \text{ m}$ (mit Berücksichtigung der Geländeauffüllung) nicht eingehalten ($\eta^*_{\text{ges}} \sim 0,9 < 1,0$, vgl. Bild 5,3).

Wenigstens 1/3 Konsolidierung wäre in diesem Fall für eine ausreichende Standsicherheit erforderlich. Dies ist nach Bild 7.8 bereits während der Bauzeit und deutlich vor dem Ende der zu 24 Monaten angenommenen Bauzeit eingetreten, so dass auch in diesem Fall von einer ausreichenden Gesamtstandsicherheit ausgegangen werden kann.

Berechnung der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017										
Project:	2850	GSI-FAIR		Bau 6 - gesamt				strength limit state		
Baugrund										
Schicht	t [m]	γ [kN/m³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ_s [°]	ca [kPa]	Ev[Mpa]	Kontrollwerte		
1	3,00	20,00	-	-	-	-	-	$\phi' > 0$?	1	
2	100,00	10,00	25,00	10,00	22,50	5,00	35,00	c' > 0 ?	1	
Bruchmechanismus	Verdrängungsbruch (ja = V)				n	ϕ' calc [°]	25,00	Nq	10,66	
Teilsicherheitsbeiwerte										
siehe GZ 1B oder GZ 1C										
Fundamentabmessungen										
t [m]	df [m]	B [m]	L [m]	V(F) [kN]	B' [m]	L' [m]	A [m²]	A' [m²]	B ϕ [°]	
3,00	0,80	27,00	31,00	0	27,00	31,00	837,00	837,00	0,00	
Deckschicht für Nachweis gegen Durchstanzen nach DIN V 4017-100										
Dpave [m]	0,00	θ [°]	7	B* [m]	27,00	L* [m]	31,00	V* [kN]	380.835	
Lasten										
	V [kN]	ex [m]	Hs,x [kN]	hs,x [m]	Myy[kNm]	ey [m]	Hs,y [kN]	hs,y [m]	Mxx[kNm]	
Normal	380.835	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0	
Wind etc.	-	-	0	13,20	0	-	0	35,00	0	
Erdbeben	0	-	0	0,00	0	-	0	0,00	0	
ahx / g	0,000	ahy / g	0,000	av/g	0,000	Seq,x [-]	1,00	Seq,y [-]	1,00	
Total	380.835		0		0		0		0	
Ergebnis										
pm [kPa]	p' [kPa]	Grundbruchsicherheit DIN 4017				η =	4,54	>	2,00	
455	455	Gleitsicherheit (mit ca ?)				nein	η_{gl} = #####	>	1,50	
		Sicherheit DIN 1054 GZ 1B				η =	2,40	GZ 1C	η =	2,54
Berechnung										
Kontrolle der zulässigen H-Last										
η^* =	1,50	H _{res}	0	H $\cdot$ η^* [kN]	0	H _{ult} [kN]	161932	$\eta^* < H_{ult}$	ok.	
Tragfähigkeitsbeiwerte										
Nd	Nb	Nc	v(d)	v(b)	v(c)	n =	κ (d)	κ (b)	κ (c)	
10,662	4,506	20,721	1,368	0,739	1,406	2,47	1,000	1,000	1,000	
Beiwerte für Geländeneigung			1,000	1,000	1,000	compressibility factor	c(q)=c(y)	1,00		
Grenztragfähigkeit				Tragfähigkeit			Setzung			
t	pb'	Vb	η	p'zul	Pzul	Hzul	s(m)	ds(x)	ds(y)	
[m]	[kPa]	[kN]	[-]	[kPa]	[kN]	[kN]	[cm]	[1...]	[1...]	
3,00	2.065	1.728.579	4,54	1.033	864.290	107.955	26,33	#####	#####	
Ausmittigkeit										
ex/B	ex [m]	ey/L	ey [m]	Lage der Resultierenden						
0,000	0,00	0,000	0,00	$e^* < b/6$	K1	$e^* > b/6$	0	$e^* < b/3$	0	
Randpressungen [kPa]										
(alle $\sigma = 0$ wenn $e > b/6$)	$\sigma_r(1)$	$\sigma_r(2)$	$\sigma_r(3)$	$\sigma_r(4)$						
	455	455	455	455						
or für $e > b/6$ (apprc	***									
max. Eckpressung	pr =	455	kPa	pr / pm	1,00					

Myy = Moment um y-Achse (aus Hx bzw. ex)
ds(x) = Verdrehung um y-Achse in Richtung x (aus Myy)

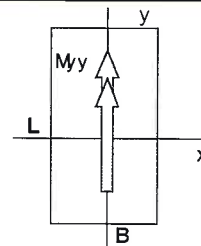


Bild 5.2: Gesamtstandsicherheit Bau 6c

Berechnung der Grundbruchsicherheit nach DIN 4017											
Project:		2850	GSI-FAIR		Bau 6 - gesamt			strength limit state			
Baugrund											
Schicht	t [m]	γ [kN/m³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	δ_s [°]	c_a [kPa]	E_v [Mpa]	Kontrollwerte			
1	3,00	20,00	-	-	-	-	-	$\phi' > 0$?	0		
2	100,00	10,00	0,00	100,00	0,00	50,00	35,00	$c' > 0$?	1		
Bruchmechanismus		Verdrängungsbruch (ja = V)				n	ϕ'_{calc} [°]	0,00	Nq	1,00	
Teilsicherheitsbeiwerte											
siehe GZ 1B oder GZ 1C											
Fundamentabmessungen											
t [m]	df [m]	B [m]	L [m]	V(F) [kN]	B' [m]	L' [m]	A [m²]	A' [m²]	Bö ß [°]		
9,00	0,80	27,00	31,00	0	27,00	31,00	837,00	837,00	0,00		
Deckschicht für Nachweis gegen Durchstanzen nach DIN V 4017-100											
Dpave [m]	0,00	θ [°]	7	B* [m]	27,00	L* [m]	31,00	V* [kN]	380.835		
Lasten											
V [kN]	ex [m]	Hs,x [kN]	hs,x [m]	Myy[kNm]	ey [m]	Hs,y [kN]	hs,y [m]	Mxx[kNm]			
Normal	380.835	0,00	0	0,00	0	0,00	0	0,00	0		
Wind etc.	-	-	0	13,20	0	-	0	35,00	0		
Erdbeben	0	-	0	0,00	0	-	0	0,00	0		
ahx / g	0,000	ahy / g	0,000	av/g	0,000	Seq,x [-]	1,00	Seq,y [-]	1,00		
Total	380.835	0			0		0		0		
Ergebnis											
pm [kPa]	p' [kPa]	Grundbruchsicherheit DIN 4017				η	1,72	>	2,00		
455	455	Gleitsicherheit (mit c_a ?)				nein	η_{gl}	0,00	>	1,50	
		Sicherheit DIN 1054 GZ 1B				η	0,91	GZ 1C	η	1,72	
Berechnung											
Kontrolle der zulässigen H-Last											
$\eta^* =$	1,50	H _{res}	0	H $\cdot\eta^*$ [kN]	0	H _{ult} [kN]	41850	$1\cdot\eta^* < H_{ult}$	ok.		
Tragfähigkeitsbeiwerte											
Nd	Nb	Nc	v(d)	v(b)	v(c)	n =	$\kappa(d)$	$\kappa(b)$	$\kappa(c)$		
1,000	0,000	5,142	1,000	0,739	1,174	2,47	1,000	1,000	1,000		
Beiwerte für Geländeneigung			1,000	1,000	1,000	compressibility factor $c(q)=c(\gamma)$					1,00
Grenztragfähigkeit				Tragfähigkeit			Setzung				
t	pb'	Vb	η	p _{zul}	P _{zul}	H _{zul}	s(m)	ds(x)	ds(y)		
[m]	[kPa]	[kN]	[-]	[kPa]	[kN]	[kN]	[cm]	[1:..]	[1:..]		
9,00	784	655.976	1,72	392	327.988	27.900	34,99	#####	#####		
Ausmittigkeit											
ex/B	ex [m]	ey/L	ey [m]	Lage der Resultierenden							
0,000	0,00	0,000	0,00	$e^* < b/6$	K1	$e^* > b/6$	0	$e^* < b/3$	0		
Randpressungen [kPa]											
(alle $\sigma = 0$ wenn $e > b/6$)			$\sigma_r(1)$	$\sigma_r(2)$	$\sigma_r(3)$	$\sigma_r(4)$					
			455	455	455	455					
σ für $e > b/6$ (apprc)			***								
max. Eckpressung			pr =	455	kPa	pr / pm	1,00				

Myy = Moment um y-Achse (aus Hx bzw. ex)
ds(x) = Verdrehung um y-Achse in Richtung x (aus Myy)

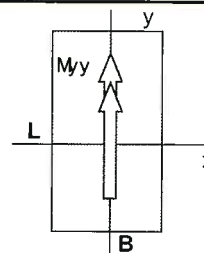


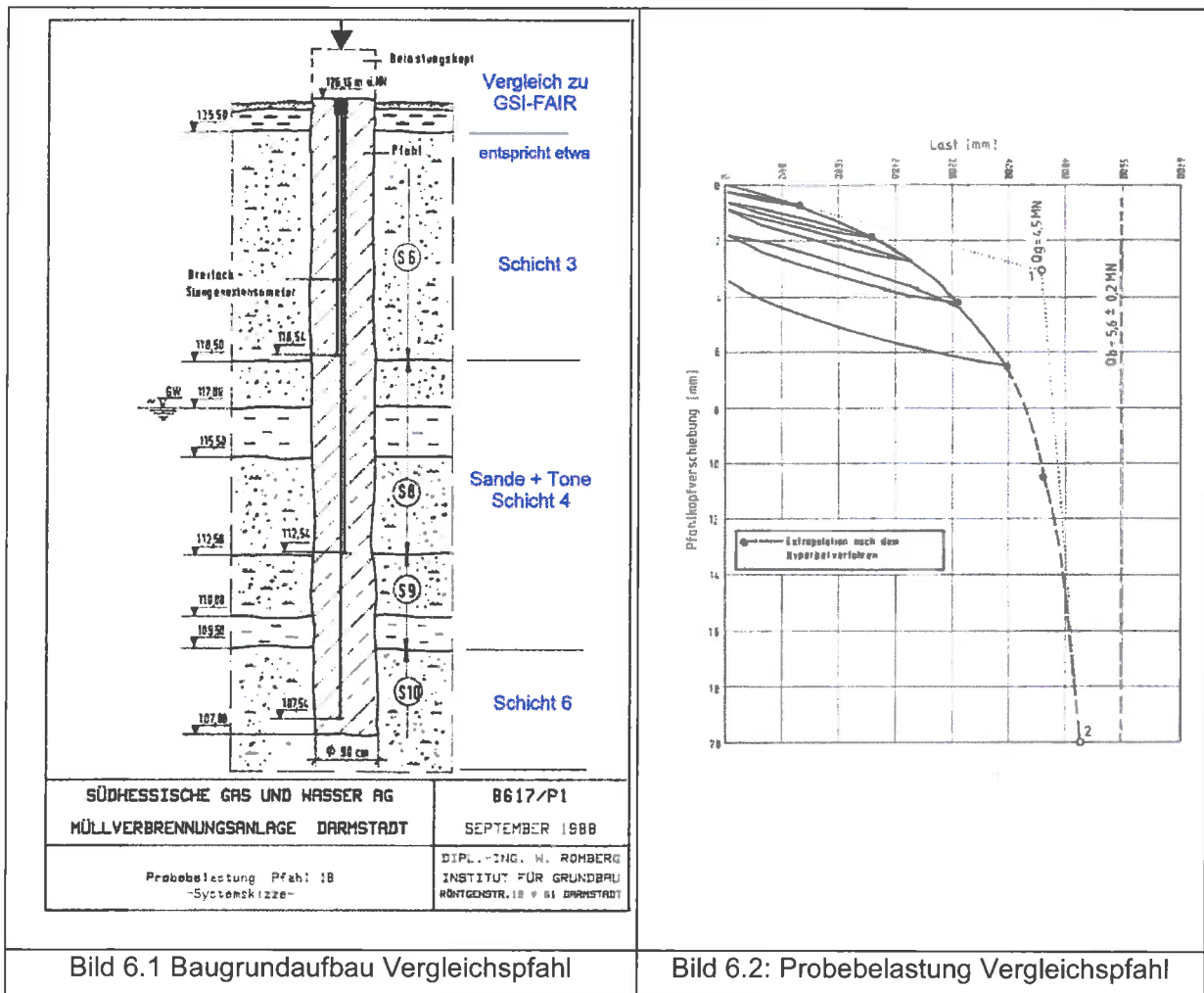
Bild 5.3: Gesamtstandsicherheit Bau 6c für Anfangsfestigkeit

6. Vertikale Tragfähigkeit von Großbohrpfählen

Die Tragfähigkeit von Großbohrpfählen wird in Anlehnung an DIN 1054 bzw. DIN 4014 mit Ansatz der repräsentativen bodenmechanischen Kennwerte nach [u18] ermittelt.

Die Zulässigkeit des gewählten Verfahrens kann anhand einer Probelastung eines Pfahls bei der MVA Darmstadt mit einem ähnlichen Baugrundaufbau nachgewiesen werden:

6.1 Vergleichspfahl MVA



Ermittlung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen in Anlehnung an DIN 4014									QM-GEO		
2850	GSI - FAIR	Testpfahl MVA / Vergleich Berechnung - Messung							Dipl.-Ing. W. Romberg		
pile data	cap [m]	1	D [m]	0,90	Am [m²]	53,72	compr.	x	srf[cm]:	0,78	
	toe [m]	20	Af [m²]	0,64	G [kN]	290,09	tension	-	s [cm] :	0,40	
pile settlement characteristics	S _{ult} / D [%] for F _{ult}				5,00	slip at pile shaft [mm]			0,00	F _{zul}	2,64
	desintegration of soil around pile skin (E0-E) / E0 within (2r-r								0,20	F.S.	2,05
Baugrund	Schicht	1	2S	2U	3	4T	4S	4T	4S	5	6
Tiefe	[m]	2,0	2,0	2,0	7,5	9,5	12,0	14,0	16,5	16,5	60,0
N ₁₀ bzw. qc [- or MPa		5,0	13,5		16,5		22,5		22,5		
cu (Ton) [kN/m²]				150		100		100		140	140
qu (Fels) [Mpa]											
Es	[MN/m²]	50	77	38	83	25	95	25	95	35	35
control		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
tau(m),gr [MN/m²]		0,046	0,090	0,075	0,100	0,057	0,115	0,057	0,115	0,072	0,072
sig(s),gr [MN/m²]		1,231	2,387	1,224	2,653	0,870	3,064	0,870	3,064	1,157	1,157
tau(m),zul [MN/m²]		0,025	0,048	0,040	0,053	0,031	0,062	0,031	0,062	0,039	0,039
sig(s),zul [MN/m²]		0,229	0,444	0,228	0,494	0,162	0,570	0,162	0,570	0,215	0,215
F gr	[MN]										
	dF(M)	0,13	0,00	0,00	1,55	0,32	0,81	0,32	0,81	0,00	0,71
	F(M)	0,13	0,13	0,13	1,68	2,00	2,81	3,14	3,95	3,95	4,66
	F(Sp)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,74
	F(gr)	0,13	0,13	0,13	1,68	2,00	2,81	3,14	3,95	3,95	5,39
F zul	[MN]										
	dF(M)	0,07	0,00	0,00	0,83	0,17	0,44	0,17	0,44	0,00	0,38
	F(M)	0,07	0,07	0,07	0,90	1,07	1,51	1,68	2,12	2,12	2,50
	F(Sp)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,14
	F(zul)	0,07	0,07	0,07	0,90	1,07	1,51	1,68	2,12	2,12	2,64
Setzung	s [cm]	0,00	0,11	0,23	0,34	0,45	0,68	0,90	1,35	2,25	3,38
Last	F [MN]	0,00	1,13	1,87	2,40	2,80	3,37	3,76	4,26	4,81	5,18
Sicherheit	eta		4,78	2,88	2,25	1,93	1,60	1,44	1,27	1,12	1,04

Berechnungsergebnis		Druck	
Pfahllänge	19,0 [m]	P(grenz)	5,39 [MN]
Durchmesser	0,9 [m]	P(vorh.)	2,64 [MN]
		η =	2,05 [-]
		s =	0,40 [cm]

Bild 6.3: Berechnung der Tragfähigkeit des Vergleichspfahls

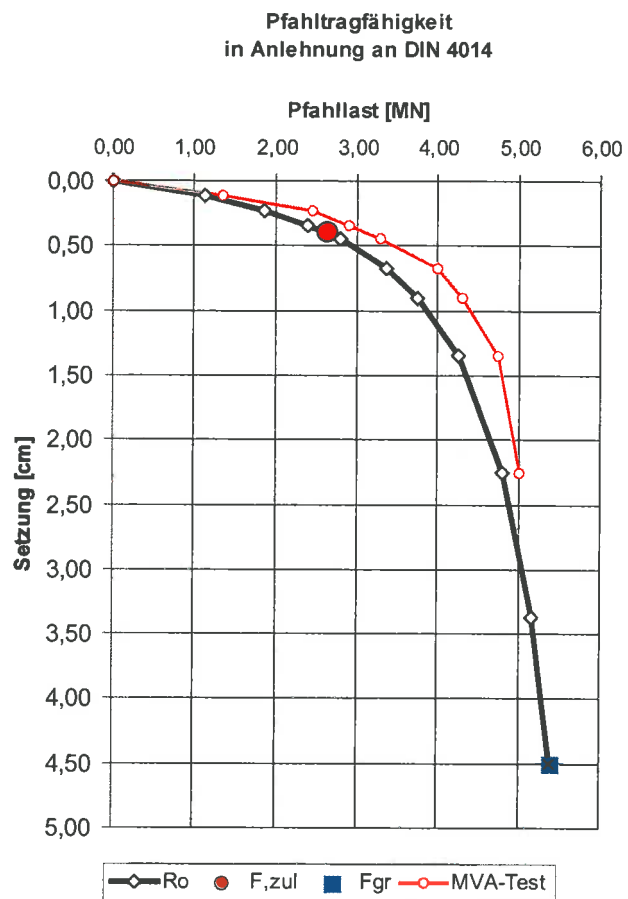


Bild 6.4: Last-Setzungsdiagramm Vergleichspfund / Messung - Berechnung

6.2 Grenztragfähigkeit der Pfähle

Für die Bemessung der Pfähle können folgende Tragfähigkeitsbeiwerte angesetzt werden

	Schicht	2S	2U	3	4S	4T	5	6
Mantelreibung	[kPa]	90	60	100	110	60	75	85
Spitzendruck	[MPa]	2,0	0,9	2,5	3,0	0,9	1,1	1,5

Tabelle 6.1: charakteristische Tragfähigkeitsbeiwerte für Großbohrpfähle

6.3 Tragfähigkeit von Bohrpfählen für die KPP

Die Grenzlast der Bohrpfähle für die KPP, die in die festen Tone der Schicht 6 einbinden sollten, ergibt sich mit dem vorstehenden Baugrundmodell wie folgt:

Ermittlung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen in Anlehnung an DIN 4014									QM-GEO Dipl.-Ing. W. Romberg		
2850	GSI - FAIR	mittlere Tragfähigkeit Bereich Tiefscholle (West)							Tab.3		
Pfhldaten	Kopf [m]	2	D [m]	1,20	Am [m²]	199,81	Druck	x	srf[cm]:	1,55	
	Fuß [m]	55	Af [m²]	1,13	G [kN]	#####	Zug	-	s [cm] :	2,10	
Setzungs- charakteristik	s(gr) / D [%] für F(gr)				5,00	Schlupf Pfahlmantel [mm]		0,00	F,zul	14,05	
	Desintegration Boden am Pfahlmantel (E0-E)/E0 innerhalb (:							0,20	F.S.	1,27	
Schicht 4: 40% S											
Baugrund	Schicht	1	2S	2U	3	4T	4S	4T	4S	5	6
Tiefe	[m]	1,7	5,0	12,4	20,8	27,4	31,8	37,8	42,8	51,8	80,0
N ₁₀ - qc	[-] [MPa]	5,0	13,5		16,5		22,5		22,5		
cu (Ton)	[kN/m²]			150		100		100		140	160
qu (Fels)	[Mpa]										
Es	[MN/m²]	40	61	38	67	25	76	25	76	35	40
control		G	0	0	0	0	0	0	0	0	1
tau(m),gr	[MN/m²]	0,046	0,090	0,075	0,100	0,057	0,115	0,057	0,115	0,072	0,078
sig(s),gr	[MN/m²]	1,231	2,387	1,224	2,653	0,870	3,064	0,870	3,064	1,157	1,290
tau(m),zul	[MN/m²]	0,037	0,072	0,060	0,080	0,046	0,092	0,046	0,092	0,058	0,063
sig(s),zul	[MN/m²]	0,695	1,348	0,691	1,498	0,491	1,730	0,491	1,730	0,653	0,729
F gr	[MN]										
dF(M)		0,00	1,01	2,08	3,17	1,42	1,91	1,29	2,17	2,42	0,96
F(M)		0,00	1,01	3,09	6,26	7,68	9,59	10,88	13,05	15,47	16,42
F(Sp)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,46
F(gr)		0,00	1,01	3,09	6,26	7,68	9,59	10,88	13,05	15,47	17,88
F zul	[MN]										
dF(M)		0,00	0,81	1,67	2,55	1,14	1,53	1,04	1,74	1,95	0,77
F(M)		0,00	0,81	2,49	5,04	6,18	7,72	8,76	10,50	12,45	13,22
F(Sp)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,82
F(zul)		0,00	0,81	2,49	5,04	6,18	7,72	8,76	10,50	12,45	14,05
Setzung	s [cm]	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,80	3,00	4,50
Last	F [MN]	0,00	2,78	4,89	6,53	7,86	9,88	11,34	13,33	15,56	17,02
Sicherheit	eta		6,43	3,66	2,74	2,27	1,81	1,58	1,34	1,15	1,05

Berechnungsergebnis		Belastung auf	Druck
Pfahlänge	53,0 [m]	P(grenz)	17,88 [MN] η = 1,27 [-]
Durchmesser	1,2 [m]	P(vorh.)	14,05 [MN] s = 2,10 [cm]

Bild 6.5: Tragfähigkeit im Bereich der Tiefscholle (West)

Ermittlung der Tragfähigkeit von Bohrpfählen in Anlehnung an DIN 4014											
2850	GSI - FAIR	mittlere Tragfähigkeit Bereich Hochschule (Ost) Tab.3									
QM-GEO Dipl.-Ing. W. Romberg											
Pfahldaten	Kopf [m]	2	D [m]	1,20	Am [m²]	199,81	Druck	x	srf[cm]:	1,60	
	Fuß [m]	55	Af [m²]	1,13	G [kN]	#####	Zug	-	s [cm] :	2,25	
Setzungs- charakteristik	s(gr) / D [%] für F(gr)				5,00	Schlupf Pfahlmantel [mm]		0,00	F,zul		14,15
	Desintegration Boden am Pfahlmantel (E0-E)/E0 innerhalb (:							0,20	F.S.		
Schicht 4: 40% S											
Baugrund	Schicht	1	2S	2U	3	4T	4S	4T	4S	5	6
Tiefe	[m]	1,3	3,0	6,5	15,1	19,5	22,5	26,9	29,9	36,2	80,0
N ₁₀ - qc	[-] [MPa]	5,0	13,5		16,5		22,5		22,5		
cu (Ton)	[kN/m²]			150		100		100		140	160
qu (Fels)	[Mpa]										
Es	[MN/m²]	40	61	38	67	25	76	25	76	35	40
control		0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
tau(m),gr	[MN/m²]	0,046	0,090	0,075	0,100	0,057	0,115	0,057	0,115	0,072	0,078
sig(s),gr	[MN/m²]	1,231	2,387	1,224	2,653	0,870	3,064	0,870	3,064	1,157	1,290
tau(m),zul	[MN/m²]	0,038	0,073	0,061	0,081	0,047	0,094	0,047	0,094	0,059	0,064
sig(s),zul	[MN/m²]	0,728	1,411	0,724	1,568	0,514	1,811	0,514	1,811	0,684	0,763
F gr	[MN]										
dF(M)		0,00	0,34	0,99	3,23	0,95	1,30	0,95	1,30	1,71	5,53
F(M)		0,00	0,34	1,33	4,55	5,50	6,80	7,75	9,05	10,75	16,28
F(Sp)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,46
F(gr)		0,00	0,34	1,33	4,55	5,50	6,80	7,75	9,05	10,75	17,74
F zul	[MN]										
dF(M)		0,00	0,28	0,81	2,63	0,77	1,06	0,77	1,06	1,39	4,52
F(M)		0,00	0,28	1,08	3,72	4,49	5,55	6,32	7,39	8,78	13,29
F(Sp)		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,86
F(zul)		0,00	0,28	1,08	3,72	4,49	5,55	6,32	7,39	8,78	14,15
Setzung	s [cm]	0,00	0,15	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,80	3,00	4,50
Last	F [MN]	0,00	2,68	4,73	6,35	7,66	9,66	11,12	13,12	15,38	16,86
Sicherheit	eta		6,61	3,75	2,80	2,32	1,84	1,60	1,35	1,15	1,05

Berechnungsergebnis		Belastung auf		Druck	
Pfahllänge	53,0 [m]	P(grenz)	17,74 [MN]	η =	1,25 [-]
Durchmesser	1,2 [m]	P(vorh.)	14,15 [MN]	s =	2,25 [cm]

Bild 6.6: Tragfähigkeit im Bereich der Hochscholle (Ost)

Die Tragfähigkeit der Pfähle in Bereich West und Ost unterscheiden sich hierbei bei gleicher Pfahllänge nur unwesentlich. Die Sicherheit kann für die Pfähle der KPP auf $\eta = F(\text{grenz}) / F(\text{vorh}) = 1,1 - 1,3$ reduziert werden.

7. Setzung der Gebäude

7.1 Grundlagen für die Setzungsberechnung

7.1.1 Abmessungen und Lasten

Für die Ermittlung der Setzungen wurden die in Tabelle 7.1 verzeichneten Abmessungen, Gründungstiefe und Lasten der Gebäude (Angaben der Architekten und Tragwerksplaner nach [U19] und [U21], verwendet. Die Höhe der Geländeauffüllungen wurde näherungsweise dem Plan [U20] entnommen.

Bau	Eckkoordinaten				Abmessungen			Lasten			Gr.-Tiefe
					Länge	Breite	Tiefe	Eigenlast pe	Verkehrsl. pv	Summe p.ges	
	NW	NE	SE	SW							
1a	+F.G08.08.29	+F.G08.30.51	+F.H07.31.51	+F.H07.10.29	102,34	30,50	22,50				1,00
1b	+F.G11.10.19	+F.G11.34.13	+F.G09.06.47	+F.F09.54.53	113,65	24,75	11,50				1,00
2a	+F.M10.69.21	+F.N10.30.12	+F.M08.66.15	+F.M08.32.23	146,06	34,50	11,50				0,69
2b	+F.K07.66.44	+F.M07.06.68	+F.M07.12.44	+F.K07.71.20	88,10	24,25	11,50				-7,99
3a	+F.G12.64.12	+F.K12.47.48	+F.K12.55.21	+F.G11.71.57	132,50	27,80	11,50				1,82
3b	+F.L12.37.02	+F.L12.57.23	+F.M11.69.13	+F.M10.49.64	117,20	28,76	11,50				0,32
4	+F.H07.51.17	+F.K07.10.24	+F.K06.20.47	+F.H06.61.40	49,90	32,00	23,00	271	67	338	19,01
4a	+F.H07.10.29	+F.H07.31.51	+F.K06.27.13	+F.K06.49.35	125,40	30,50	15,00	Lasten in Geb. 4 enthalte			-8,79
	+F.G06.20.68	+F.H07.27.12	+F.H06.45.67	+F.G06.24.48	95,00	21,27	12,00	Lasten in Geb. 4 enthalte			-8,79
5											
6(W)	+F.K03.36.61	+F.K03.67.50	+F.K02.41.54	+F.K02.11.65	72,17	32,36	12,70	270	20	290	4,61
6(E)					72,17	32,36	12,70	270	20	290	4,61
6a	+F.K04.64.12	+F.L04.09.26	+F.L03.44.54	+F.L03.26.40	55,78	22,15	14,10	97	27	124	2,61
6b	+F.K03.44.58	+F.L04.14.20	+F.L03.60.33	+F.L02.18.72	74,42	53,94	12,60	160	20	180	4,11
6c	+F.K04.18.39	+F.K04.42.30	+F.K03.14.27	+F.H03.63.36	80,20	24,86	21,41	245	40	285	3,91
7	+F.H03.08.03	+F.K03.15.04	+F.K01.17.46	+F.H01.10.44	102,45	79,09	15,50	110	20	130	2,91
8	+F.K02.15.36	+F.L02.43.44	+F.L01.51.20	+F.K01.22.12	100,66	95,79	13,50	177	25	202	3,41
					100,66	95,79	13,50	177	25	202	3,41
9	+F.H05.06.20	+F.H05.35.20	+F.H03.35.70	+F.H03.06.70	94,03	29,52	20,00	198	27	225	4,11
10	+F.F05.58.40	+F.G05.13.40	+F.G03.13.54	+F.F03.58.54	129,50	26,50	21,85	141	25	166	1,61
12	+F.H04.36.11	+F.H04.58.26	+F.K03.06.70	+F.H03.56.54	22,03	38,25	12,00	258	6	264	4,11
12a	+F.K05.27.22	+F.K04.51.68	+F.H03.49.71	+F.H04.25.25	101,37	34,97	22,21	360	8	368	4,11
13	+F.G05.34.20	+F.H05.06.20	+F.H03.06.69	+F.G03.34.69	95,00	44,00	17,60	140	12	152	5,61
14	+F.K06.64.30	+F.L06.04.55	+F.M06.12.17	+F.M05.01.64	89,51	27,29	33,00	192	35	227	14,46
14a	in 14 enthalten										
15	+F.H03.50.56	+F.H03.68.46	+F.H03.47.13	+F.H03.30.23	39,00	20,00	10,50	313	7	320	3,86
a 1-gesch.								43	9	52	2,50
15a	+F.H04.67.17	+F.K04.10.01	+F.H03.47.40	+F.H03.32.56	48,25	22,00	21,10	108	44	152	2,85
16	+F.L03.59.27	+F.M02.30.69	+F.L01.46.63	+F.L02.03.21	95,83	52,40	18,20	140	37	177	2,91
17a	+F.H07.55.27	+F.K07.66.44	+F.K07.71.20	+F.K07.04.07	84,73	24,32	9,85	50	20	70	-9,49
17_1	aktion enthalten				in 4a über Extraktion enthalten			Lasten in Geb. 4 enthalten			
17_2	+F.K04.53.27	+F.L04.09.17	+F.K02.42.54	+F.K02.14.65	113,68	30,00	13,00	80	10	90	-11,00
18	+F.K06.51.25	+F.L06.15.33	+F.L05.29.43	+F.K05.64.35	62,95	37,67	30,09	255	35	290	5,11
20	+F.D07.48.54	+F.E07.23.34	+F.E07.12.06	+F.D07.36.25	51,00	30,97	13,70	180	25	205	2,61
21	+F.K05.35.61	+F.K05.51.44	+F.H04.69.66	+F.H05.53.11	72,97	23,00	12,80	170	15	185	1,30

Tabelle 7.1: Gebäudeabmessungen und -lasten

7.1.2 Mittleres Baugrundprofil für die Setzungsberechnung

Bau	mittleres Bodenprofil (unterhalb NN + 136,00 m)									
	Bohrungen			d(1)	d(2s)	d(2u)	d(3)	d(4s)	d(4t)	d(5)
4	110-28	4-2		1,40	4,,6	9,30	8,80	8,00	15,90	6,50
4a		4-1	4/2004	1,70	3,10	7,10	8,80	5,00	18,50	7,00
5										
6(W)	6-4	6-5		1,40	5,60	7,00	9,80	8,40	12,00	8,10
6(E)	(6-1)	6-2	6-3	1,50	1,80	3,70	8,10	5,50	8,50	6,60
6a	6-2	16-1		1,80	2,20	1,60	7,70	8,00	7,20	6,90
6b	6-3	8-1		1,50	1,20	3,80	6,60	4,00	9,40	6,90
6c	6-4	6-5		1,40	5,80	8,30	8,50	8,40	10,30	9,00
6d		6-5								
7	7-1	7-3	7-5	1,30	5,80	8,00	8,50	6,00	12,20	7,20
8(W)	7-5	8-3		1,20	7,00	13,60	6,70	8,00	21,80	6,20
8(E)	8-1	8-2	30-12	0,40	1,80	2,20	7,00	5,00	8,80	5,60
9		12-1		2,00	3,20	9,80	7,70	13,00	7,70	9,10
10	6/2000	10-3		1,50	3,00	6,20	8,00	4,00	18,00	9,00
11										
12		12-1		2,00	3,20	9,80	7,70	8,00	12,70	9,10
12a	12-1	12-4		2,00	3,80	8,80	6,80	10,00	11,00	8,10
13	13-2	13-4		1,00	3,50	7,60	6,80	10,00	12,90	8,70
14	14-1	18-2		1,00	3,70	6,80	8,80	8,00	6,50	6,50
14a		14-2		1,80	2,90	4,50	6,90	6,00	13,50	6,70
15	15-1	6-5		1,40	5,20	7,50	9,60	6,50	12,10	9,10
15a 1-gesch.										
15a	15-1	12-1		1,60	3,80	8,50	9,30	9,00	11,70	8,50
16	16-1	30-9	8-2	1,50	2,40	3,00	6,50	7,00	9,10	5,00
17a	17-2	17-4	110-28	1,20	3,90	8,10	6,10	5,00	19,90	4,80
17_1	17-2	110-28		1,30	4,10	7,90	5,70	5,00	20,10	2,90
17_2										
18	12-4	18-2		1,5	3,7	6,6	9,2	5	14,8	7
20		20-4		0,50	5,40	7,10	7,30	4,30	17,90	9,40
21										

Tabelle 7.2: mittlere Bodenprofile für die Gebäude

Bau	mittleres Bodenprofil (unterhalb NN + 136,00 m)									
	Bohrungen			d(1)	d(2s)	d(2u)	d(3)	d(4s)	d(4t)	d(5)
101	4/2000	17-4	4-1	1,5	3	8	7,5	4,5	19,5	7,5
102		4-2	110-25	1,50	5,50	10,00	8,50	11,00	12,50	7,00
103	18-2	6-9	6-1	1,50	3,00	5,50	8,00	6,50	7,50	7,00
104	4-1/2	12-4	18-2	1,50	4,50	7,50	9,00	7,50	14,00	7,00
105	108-4	12-1		2,00	3,50	8,00	8,00	11,50	11,00	8,00
106	5/2004	7-1	13-2	2,00	3,00	8,00	7,50	8,00	13,50	8,50
108	108-4	10-3	7-1	2,00	3,00	7,00	7,50	6,50	16,00	8,50
110 (N)	110-1			1,50	4,00	6,00	8,00	9,50	16,00	5,50
110 (E)		bis		1,50	3,50	6,50	9,00	12,00	13,50	4,00
110 (S)				1,00	5,50	8,00	8,00	9,50	14,00	7,00
110 (W)			110-35	2,00	3,50	6,00	9,00	6,00	18,50	6,50
111 (NW)		110-28		1,50	4,50	8,50	6,00	4,50	20,50	8,00
112	4-2	14-1		1,50	4,50	7,00	7,50	11,00	10,00	7,00
113	4-1	12-4	12-1	2,00	3,50	8,50	9,00	7,50	14,50	7,50

Tabelle 7.3: mittlere Bodenprofile für die Tunnel

7.2 Mittlere Setzung der einzelnen Gebäude

Die mittlere Setzung der einzelnen Gebäude unter Eigenlast sowie der näherungsweise Setzungseinfluss der benachbarten Gebäude bzw. der Geländeauffüllungen auf das jeweilige Gebäude wurden zunächst gebäudeweise berechnet.

Die Querschnitte mit dem repräsentativen Baugrundaufbau und die für „starr“ angenommene Gebäude abgeschätzten Setzungen sind in den Anlagen 1 – 34 dargestellt. Für Gebäude über der tektonischen Störung wurden jeweils die West- und Ostseite getrennt ermittelt.

Die errechneten Setzungen sind in der Tabelle 7.4 zusammengestellt. Die größten Gesamtsetzungen $s(\text{ges})$ sind im Bereich des Gebäudes 12a mit rd. 34 cm zu erwarten. Die Setzung aus Eigenlast $s(0)$ beträgt dabei 22 cm und die Mitnahmesetzung aus den angrenzenden Gebäuden 12 cm. Ansonsten variieren die mittleren Setzungen zwischen 10 und 25 cm; die Schiefstellungen biegesteifer Gebäude werden bis zu rd. 6 cm geschätzt.

Bau	Abmessungen			Lasten			Setzung				Bettungsmodul	
	Länge	Breite	Gr.-Tiefe	Eigenlast	Verkehrsl.	Summe						
							s(Cc)	s(0)	s(ges)	ds	ks(0)	ks(*)
	A	B	zG	pe	pv	p.ges	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	MN/m³	MN/m³
5												
6(W)	72,17	32,36	4,61	270	20	290	18,08	13,79	22,00	7,50	2,10	1,32
6(E)	72,17	32,36	4,61	270	20	290	18,57	10,78	17,40		2,69	1,67
6a	55,78	22,15	2,61	97	27	124						
6b	74,42	53,94	4,11	160	20	180	12,50	7,06	11,00	6,00	2,55	1,64
6c	80,20	24,86	3,91	245	40	285	16,22	11,77	21,00	4,00	2,42	1,36
7	102,45	79,09	2,91	110	20	130	10,55	7,07	14,84	2,50	1,84	0,88
8(W)	100,66	95,79	3,41	177	25	202	17,71	13,06	18,01	3,50	1,55	1,12
8(E)	100,66	95,79	3,41	177	25	202	17,19	10,30	14,36		1,96	1,41
9	94,03	29,52	4,11	198	27	225	14,78	9,96	17,44	2,05	2,26	1,29
10	129,50	26,50	1,61	141	25	166	13,31	8,09	11,32	0,00	2,05	1,47
11												
12	22,03	38,25	4,11	258	6	264	13,34	9,86	21,20	3,13	2,68	1,25
12a	101,37	34,97	4,11	360	8	368	26,63	22,19	34,31	2,25	1,66	1,07
13	95,00	44,00	5,61	140	12	152	9,63	6,50	13,26	5,38	2,34	1,15
14(W)	89,51	27,29	14,46	192	35	227	2,14	1,78	9,20	1,60	12,75	2,47
14(E)	89,51	27,29	14,46	192	35	227	2,51	1,77	8,87		12,82	2,56
15	39,00	20,00	3,86	313	7	320	15,86	12,02	20,33	0,00	2,66	1,57
15a 1-gesch.			2,50	43	9	52						
15a	48,25	22,00	2,85	108	44	152	7,89	4,54	14,33	1,89	3,35	1,06
16	95,83	52,40	2,91	140	37	177	13,76	7,52	12,68	1,77	2,35	1,40
17A	84,73	24,32	-9,49	270	20	290	19,15	17,67	23,29	3,79	1,64	1,25
17_1				Lasten in Geb. 4 enthalten								
17_2	113,68	30,00	-11,00	80	10	90	3,10	3,52	9,14	3,78	2,56	0,98
18(W)	62,95	37,67	5,11	255	35	290	17,92	12,69	22,38	0,37	2,29	1,30
18(E)	62,95	37,67	5,11	255	35	290	17,44	11,42	19,98	0,24	2,54	1,45
20	51,00	30,97	2,61	180	25	205	13,16	9,15	9,16	0,00	2,24	2,24
21	72,97	23,00	1,30	170	15	185	12,84	9,14	18,81	0,00	2,02	0,98

*) siehe Erläuterung in Kapitel 7.5

Tabelle 7.4: mittlere Setzung der Gebäude

Auf die mit dem Kompressionsindex C_c errechneten Setzungen, die als mögliche Setzung definiert werden (vgl. Abschnitt 4), wird hingewiesen. Sie sind je nach Gründungstiefe und Last um 20 – 40 % grösser als die mittleren Setzungen $s(0)$.

7.3 Setzung der Tunnel

Die Setzungen einiger Tunnelabschnitte wurden überschlägig für die Annahme eines absolut starren Tunnels abgeschätzt. Diese mittleren Setzungen können als erste Annäherung für die Abschätzung des Setzungsunterschiedes zu den angrenzenden Gebäude herangezogen werden.

Bau	Abmessungen			Lasten			Setzung				Bettungsmodul	
	Länge	Breite	Gr.-Tiefe	Eigenlast	Verkehrsl.	Summe	$s(C_c)$	$s(0)$	$s(\text{ges})$	ds	$ks(0)$	$ks(*)$
	A	B	zG	pe	pv	p,ges	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	MN/m ³	MN/m ³
Tunnel												
101	166,80	24,30	4,51	220	25	245	17,22	11,45	18,56	0,00	2,14	1,32
102			17,50									
103	70,00	14,00	4,50	380	10	390	19,06	14,70	26,56	3,51	2,65	1,47
104			3,75									
105	100,00	8,00	2,25	180	10	170	7,64	5,24	13,83	0,00	3,24	1,23
106	80,00	6,00	2,00	203	10	193	7,70	5,11	12,19	0,29	3,78	1,58
108	241,02	97,55	2,60	370	10	360						
110	365,50	60,00	19,51	370	10	360						
110 (E)	365,50	60,00	20,81	370	10	380	6,92	4,85	4,85	0,00	7,84	7,84

*) siehe Erläuterung in Kapitel 7.5

Tabelle 7.5: mittlere Setzung der Transfertunnel

7.4 Setzungsprognose für die Gesamtanlage

7.4.1 Vorbemerkungen

Auf der Grundlage der Gebäudeanordnung nach [U19] und mit den vorgenannten Bauwerkslasten wurde die Verteilung der Setzungen über die Gesamtanlage mit einer vereinfachten Bauwerksgeometrie berechnet. Die Gebäude müssen hierbei aus rechentechnischen Gründen als „schlaff“ angenommen werden.

Für diese Setzungsberechnung wurde angenommen, dass alle Gebäude und die Erdaufschüttungen nach erfolgtem Aushub gleichzeitig errichtet werden. Der Aushub wurde insoweit berücksichtigt, als die Aushublast zu 2/3 von der Bauwerkslast abgezogen wurde (Wiederbelastungsmodul $\sim 3 \cdot \text{Erstbelastungsmodul}$).

7.4.2 Abmessungen und Lasten

Um einen detaillierten Überblick über die Setzungen im gesamten Baugebiet zu erhalten, wurde das GSI-FAIR-System in ein 4 x 4 m großes Raster aufgelöst mit insgesamt rd. 18.000 Teilflächen. Das System ist in Bild 7.1 dargestellt.

Für die Berechnung der Setzungen wurden die oberen Werte der Steifemoduli gemäß Kapitel 4, Tabelle 4.4 angesetzt. Insofern handelt es sich um die „minimalen“, vom Unterzeichner als „wahrscheinlich“ angesehenen Setzungen und nicht um die maximal möglichen.

Der Baugrund wurde in der Horizontalen entsprechend der möglichen Störung (vgl. Plan FDBGROM____PA_GEO_3-D-Modell-2_02-09.dwg) berücksichtigt.

Die Lage der Lastflächen, die Gründungstiefen und die Lasten sind zusammen mit den berechneten Setzungen in den beigefügten Tabellen 2856-bau.sez für die Gebäudelasten alleine und 2856-ges.sez für die Gesamtlast aufgelistet.

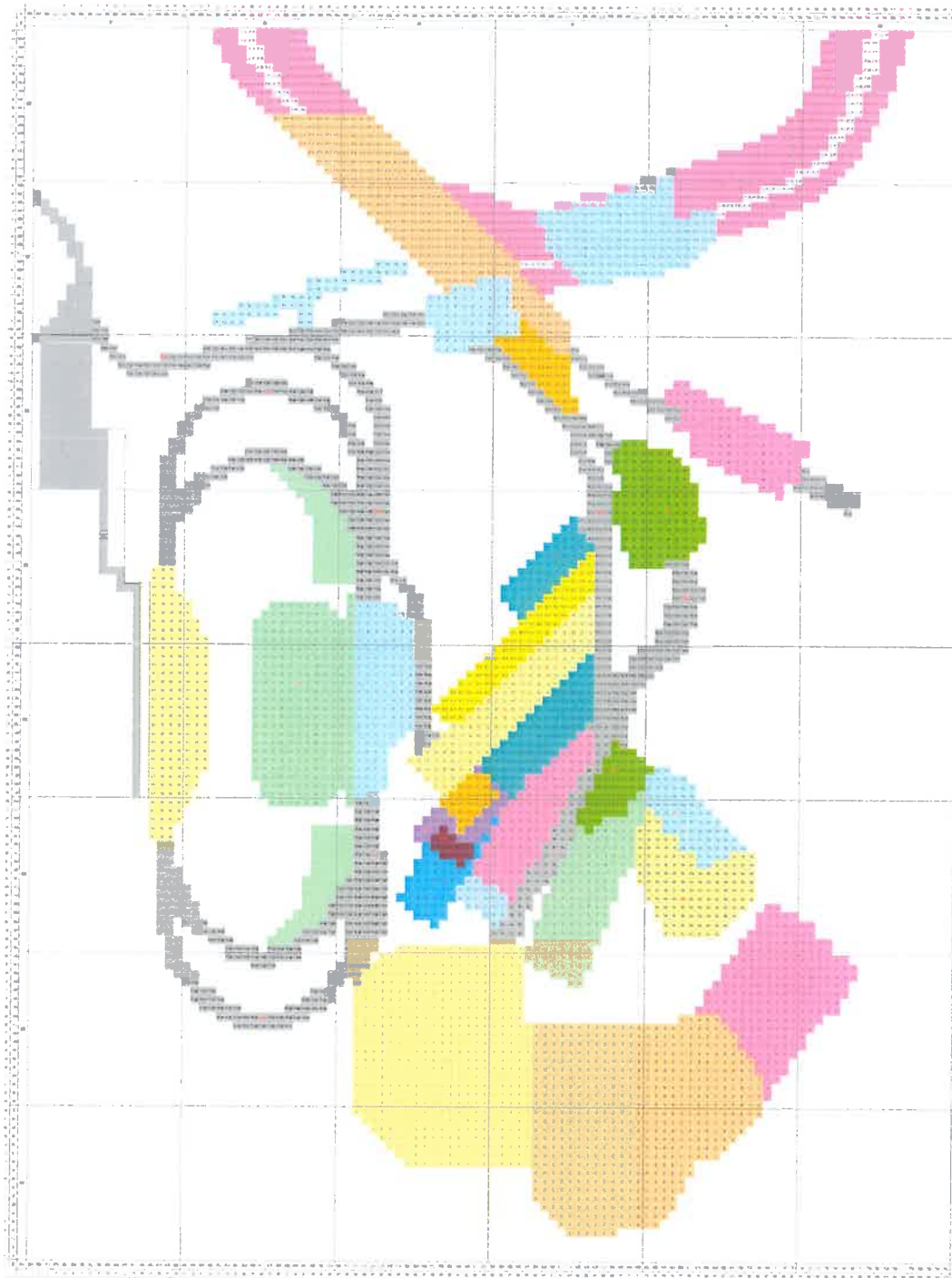


Bild 7.1: System für die Setzungsberechnung

7.4.3 Setzungen

Die mittleren Setzungen infolge Eigenlast sowie infolge der Geländeauffüllung sind in der folgenden Tabelle 7.6 der Gebäude und in der Tabelle 7.7 für die Tunnel zusammengestellt.

Gebäude	s(0) [cm]	s(Auff) [cm]	s(ges) [cm]	ks* [MN/m³]
4	17,22	6,81	24,04	0,87
4_a	7,97	7,47	15,44	0,76
6	23,48	1,69	25,17	1,24
6a	8,78	1,43	10,21	0,69
6b	10,71	0,71	11,42	0,85
6c	24,12	2,01	26,13	0,72
6x	21,33	4,53	25,86	0,62
6z	19,39	2,55	21,94	0,39
7	12,74	2,74	15,48	0,60
8	15,14	1,17	16,31	0,92
9	17,94	5,22	23,16	0,65
10	10,49	3,29	13,78	0,93
12	30,87	4,19	35,06	0,96
12_1	32,24	3,37	35,62	1,04
12_15	28,13	4,45	32,59	0,95
12_A	24,46	5,73	30,19	0,63
13	14,16	3,47	17,63	0,68
14	3,97	8,55	12,52	0,27
15	24,12	6,23	30,35	0,90
15_1	24,74	4,54	29,29	0,31
15_2	24,10	2,56	26,66	0,46
16	11,66	1,02	12,69	1,06
18	19,34	8,56	27,90	0,82
20	10,36	0,00	10,36	1,74
21	17,28	9,70	26,98	0,65
17_1	11,43	3,49	14,92	1,05
17_2	12,31	2,45	14,76	0,18
17_A	9,31	1,91	11,22	1,21

Tabelle 7.6: mittlere Setzung der Gebäude

Tunnel	s(0) [cm]	s(Auff) [cm]	s(ges) [cm]	ks* [MN/m³]
T101	8,48	12,13	20,61	0,60
T103	14,41	8,15	22,57	0,99
T104	10,10	13,03	23,13	0,60
T105	16,00	8,77	24,77	0,50
T108	8,48	11,96	20,44	0,61
T108-1	13,50	8,18	21,68	0,57
T110	5,28	0,85	6,13	1,51
T110-V	6,05	0,66	6,72	1,14
T110Z	5,76	0,53	6,29	1,44
T112	4,40	11,21	15,61	0,38
T113	17,19	8,66	25,85	0,51

Tabelle 7.7: mittlere Setzung für die Tunnel

Die Berechnungsergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die **mittlere Gebäudesetzung** variiert zwischen 10 cm (Bau 6a, 14, 17 A) und maximal rd. 35 cm (Bau 12)
- Die **Mitnahmesetzung an der bestehenden Anlage** können infolge der Geländeauffüllung bis zu 12 cm betragen (Bild 7.4). Sie klingen in einem horizontalen Abstand von rd. 30 m auf ~ 0 ab.
- Die maximalen **Setzungen der Verbindungstunnel T 101 - T 108** erreichen infolge der hohen Erdaufschüttungen bis zu 25 cm.
- Die **Setzung des Beschleunigerringes T 110** und des Versorgungstunnels wird auf rd 5 cm geschätzt.
- Der Setzungseinfluss der Bauwerkslasten und Geländeauffüllungen auf den südlichen Rand des **SIS-Ringes** beträgt noch etwa 5 – 7 cm.

Die berechneten Setzungen sind als Isolinien in Bild 7.2 für die Gebäudelasten bzw. in Bild 7.3 für die Gesamtlasten dargestellt. Ergänzend wurde die mittlere Bettungsmodulverteilung unter dem Gebäude in Bild 7.4 aufgetragen.

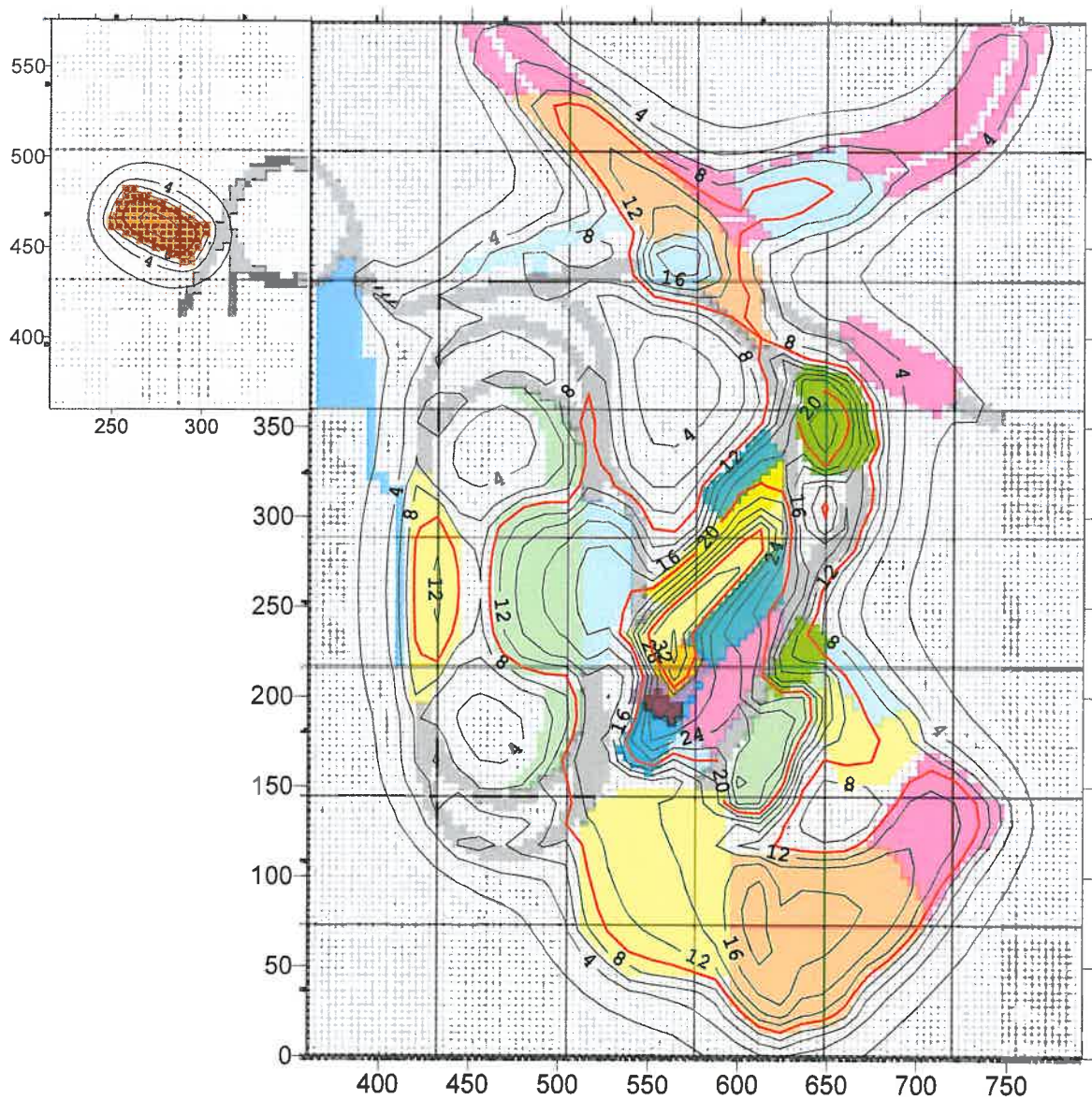


Bild 7.2: Setzungen aus Gebäudelasten

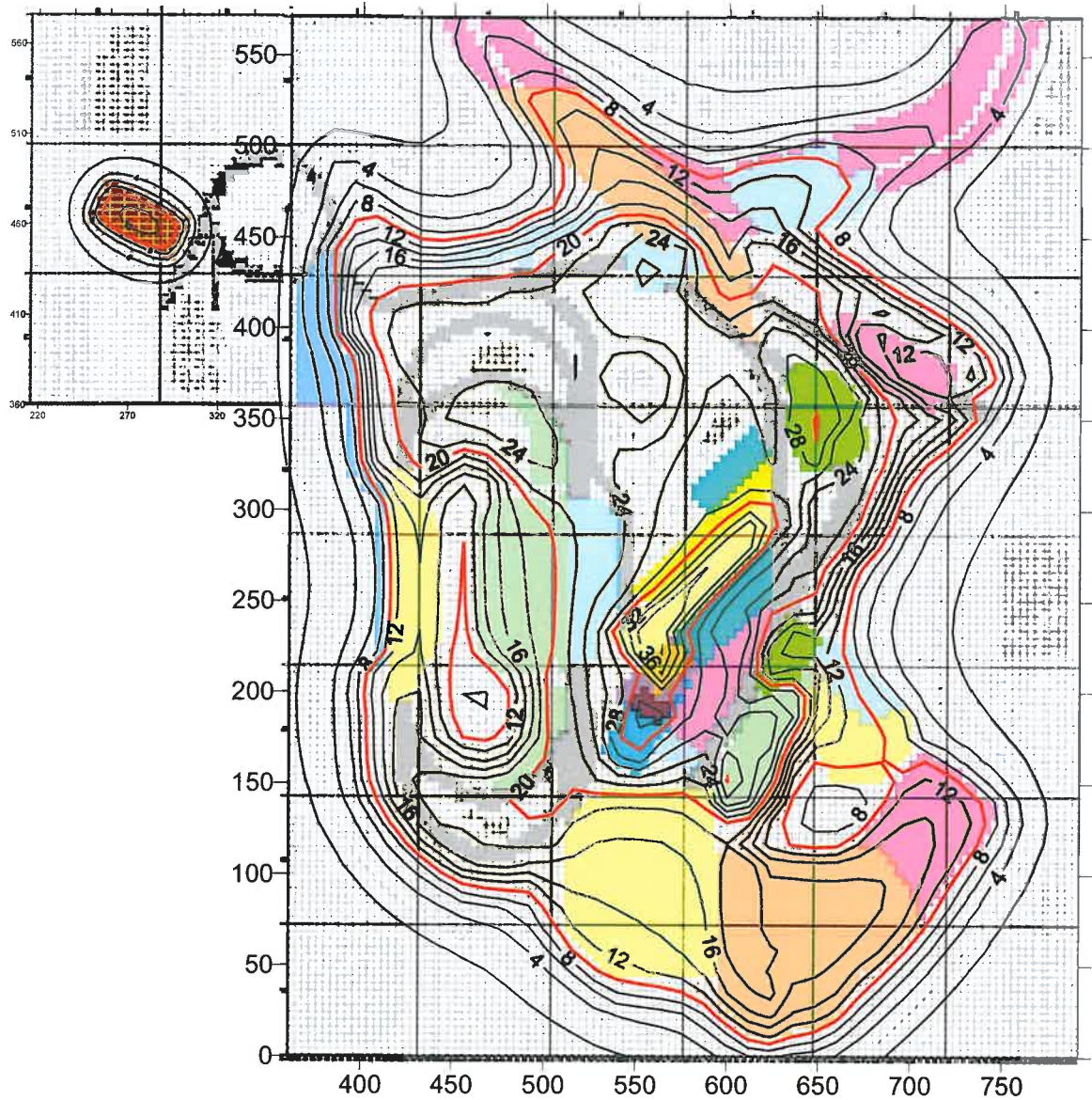


Bild 7.3: „wahrscheinliche“ Gesamtsetzungen

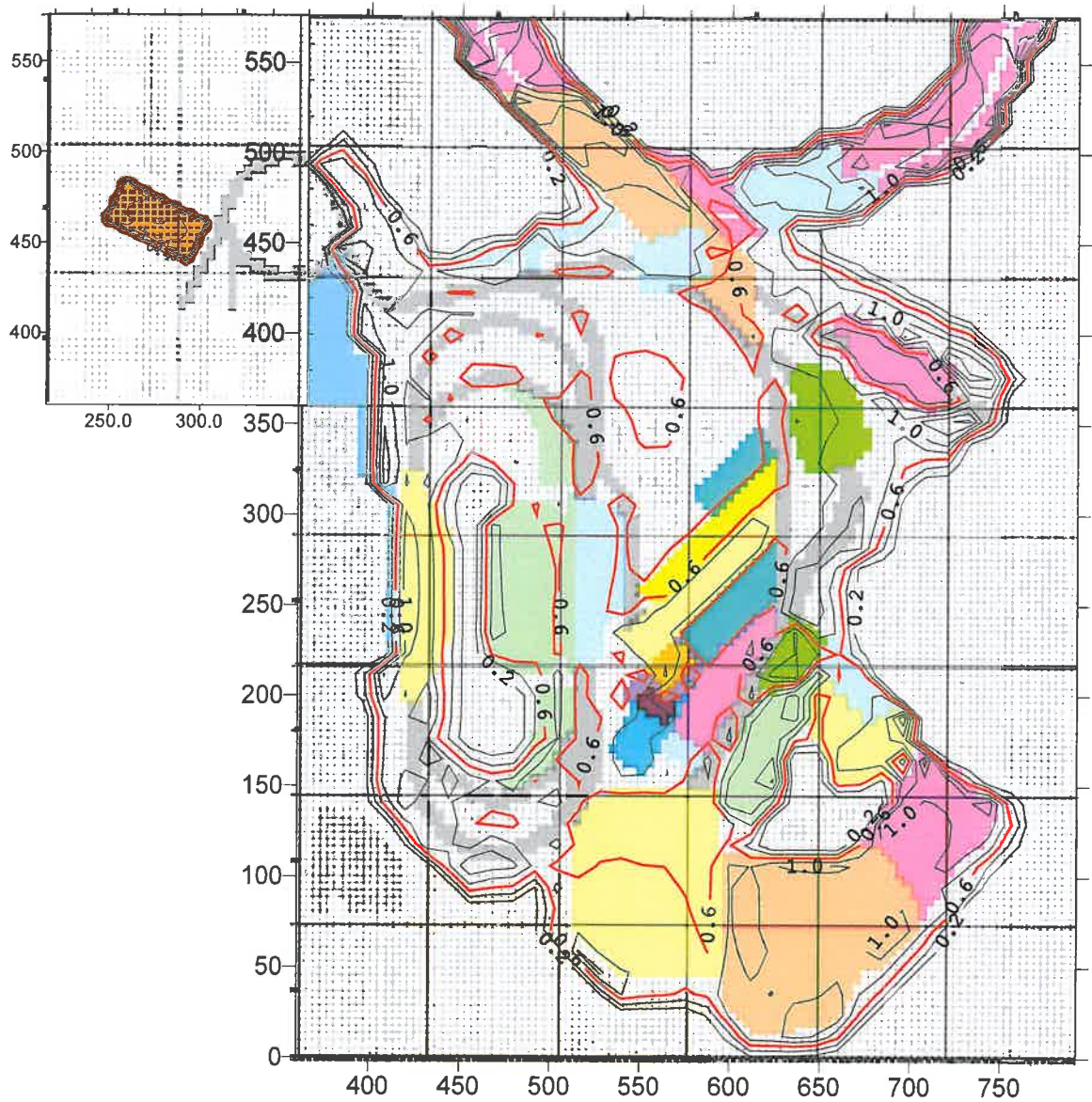


Bild 7.4: mittlere Bettungsmodulverteilung k_s [MN/m³]

7.5 Anmerkungen zu den vorgenannten Setzungen

Die vorliegende Setzungsprognose stellt infolge der unterschiedlichen Randbedingungen (Gründungstiefe, Gebäudesteifigkeit und Grundwasserhaltung) und der etwas vereinfachten Bauwerksgeometrie nur eine Näherung dar, zeigt jedoch für die Vorplanung hinreichend genau die zu erwartende Grössenordnung der Setzungen und Setzungsunterschiede.

Der Bauablauf, der zeitlich bedingt zu wesentlich größeren Setzungsunterschieden als im Endzustand führen kann, ist hierin ebenso wenig berücksichtigt wie die Gebäudesteifigkeit.

Für die Setzungsberechnung wurde der obere Wert des Steifemoduls nach [U18] angesetzt, der nach Einschätzung des Unterzeichner zu dem unteren Wert für die „wahrscheinlichen“ Setzungen führt. Mit Ansatz des unteren Wertes für die Steifemoduli, die den mittleren Testwerten entsprechen, würden sich bis zu 40 % größere Setzungen ergeben. Die direkte Anwendung dieser „Testwerte“ führt aber erfahrungsgemäß zu einer deutlichen Überbestimmung der Setzungen; so daß als oberer Wert der Setzungen (= mögliche Setzung) die vorgenannten Rechenwerte um etwa 30% beaufschlagt werden sollten.

Diese „mögliche“ Eigensetzung der Gebäude entspricht auch etwa den mittleren Gebäude-setzungen aus Eigenlast, die in den Tabellen der Anlagen 1 – 34 zum Vergleich mit dem Kompressionsindex C_c gemäß [U18] berechnet wurden. Diese Werte sind auch in den vorstehenden Tabellen 7.4 und 7.5 zum Vergleich angeführt.

Der spannungsabhängige Steifemodul $E_s(C_c)$ (Berechnung mit Hilfe des Kompressionsindex C_c) und der spannungsunabhängige Steifemodul $E_{s,min}$ und $E_{s,max}$ sind zum Vergleich für ein Rechenbeispiel in dem nachstehenden Bild 7.5 dargestellt.

Die Setzung mit $E_{s,min}$ ist, wie bereits oben erwähnt, bis zu 50 % größer als die mit $E_{s,max}$ berechnete und die mit dem Kompressionsindex nach Tabelle 4.4 ermittelte Setzung entspricht etwa der mit $E_{s,min}$ berechneten Größtsetzung.

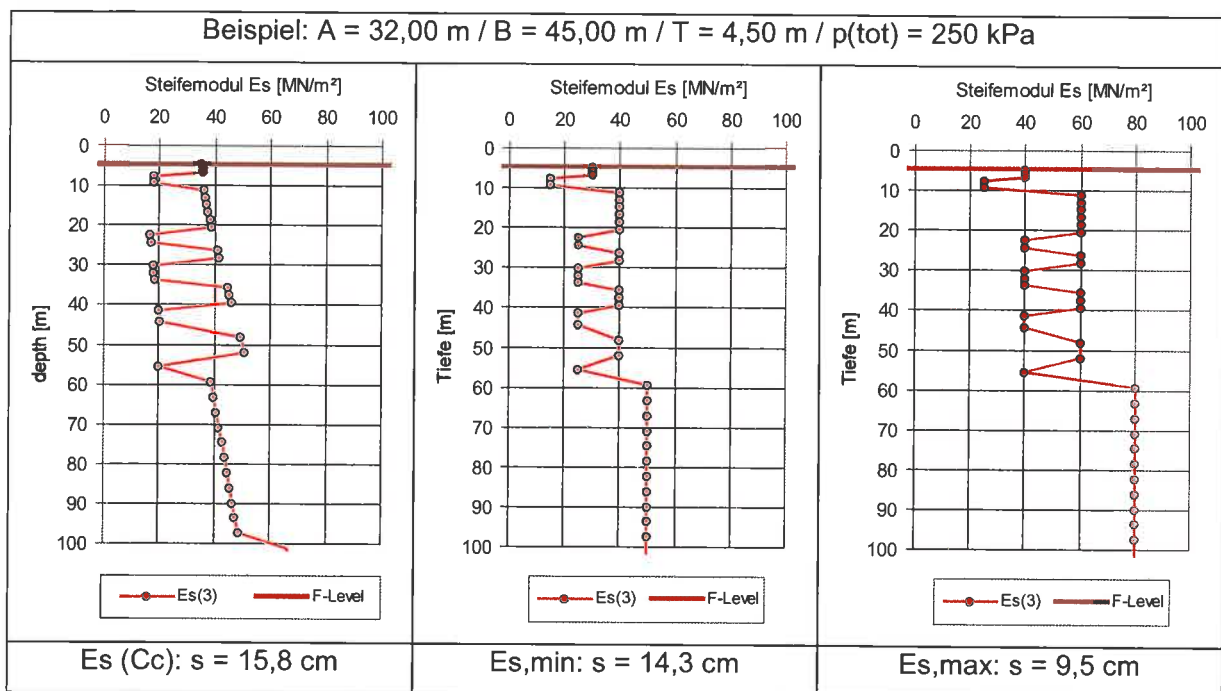


Bild 7.5: Verlauf des Steifemoduls nach der Tiefe

7.6 Zeitlicher Ablauf der Setzungen

7.6.1 Vorbemerkungen

Für die Ermittlung des zeitlichen Ablaufs der Setzungen können die Konsolidierungsbeiwerte gemäß Tabelle 4.5 angesetzt werden. Im folgenden wird der zeitliche Setzungsablauf beispielhaft abgeschätzt. Diese Setzungsabläufe können als Grundlage für weitere Überlegungen zum Bauablauf herangezogen werden.

Die Voruntersuchung soll zeigen, dass der Bauablauf für die Beurteilung der nach Bauende noch zu erwartenden Setzungsunterschiede zwischen einzelnen Bauteilen wesentlich ist.

Für eine evtl. verträgliche Setzungsdifferenz zwischen den Verbindungstunneln und den Gebäuden müssen beispielsweise die Geländeauffüllungen über dem Tunnel zeitlich parallel mit dem Bau bzw. der Belastung der Gebäudegründung ausgeführt werden. Ähnlich kann sich auch der zeitliche Ablauf der Grundwasserabsenkung bzw. des Wiederanstiegs des Grundwassers auf Setzungen und Setzungsunterschiede auswirken.

7.6.2 Beispiel 1: Gebäude mit einer angenommenen Bauzeit von 24 Monaten.

Die erwartete Endsetzung für eine mittlere Last von 250 kPa beträgt im Beispiel $s = 16$ cm. Nach Bauende sind rd. 10 cm oder rd. 60 % der Gesamtsetzung eingetreten. 1 Jahr nach Bauende treten noch etwa 2 cm und in den beiden folgenden Jahren noch rd. 1 cm Setzung pro Jahr ein.

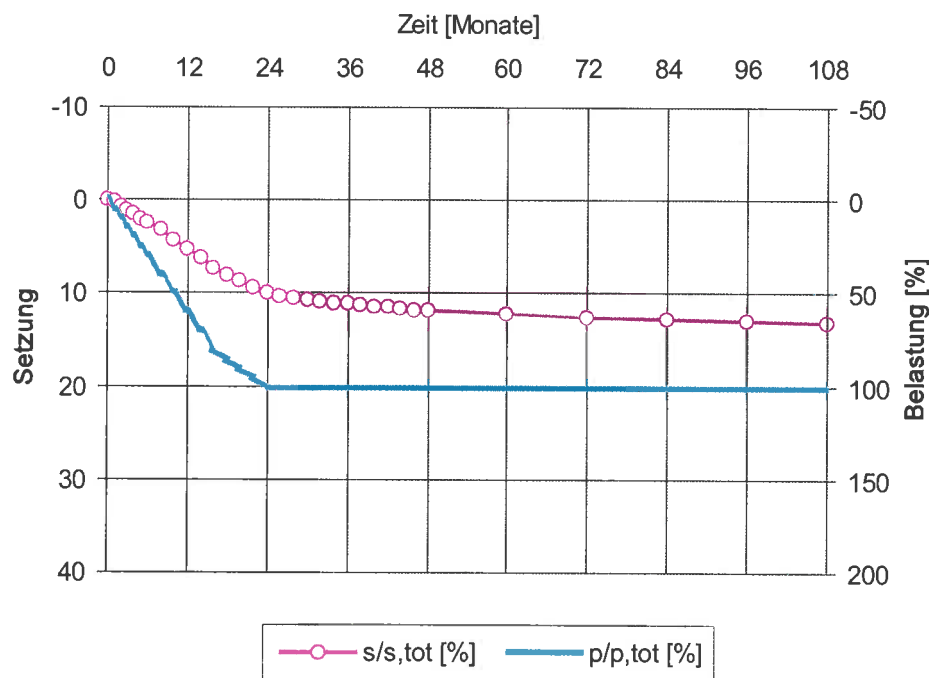


Bild 7.8 Zeit-Setzung eines Gebäudes

7.6.3 Beispiel 2: Setzung des angrenzenden Tunnels bei nachlaufender Überschüttung

Im Falle einer dem Bau der Gebäude nachlaufenden Erdüberschüttung des angrenzenden Tunnels sind zwischen Gebäude und Tunnel Relativbewegungen von + 5 cm zu erwarten. Drei Jahre nach Baubeginn sind noch rd. 1 cm Setzung pro Jahr zu erwarten; die Relativbewegung an der Fuge beträgt hierbei ± 5 cm; sie wechselt im Verlaufe der Zeit ihre Richtung.

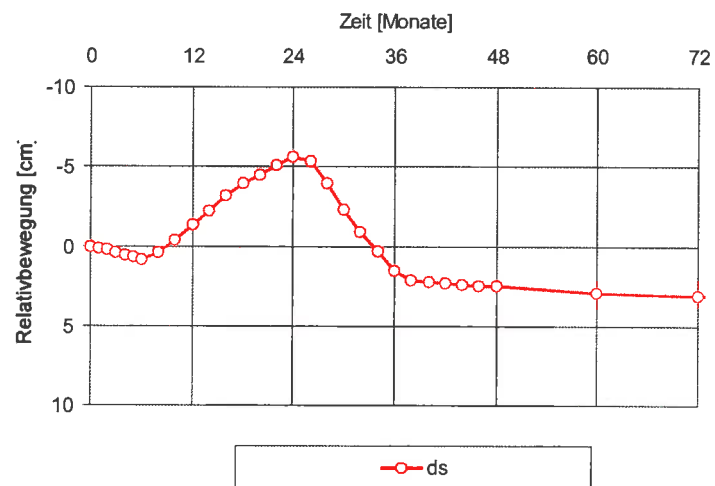
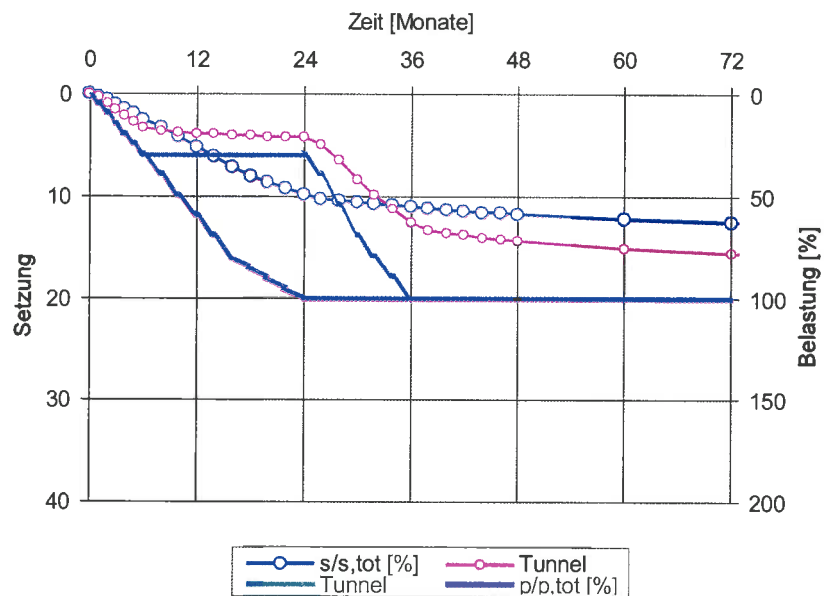


Bild 7.9: Setzungsablauf Beispiel 2

7.6.4 Beispiel 3: Setzungsunterschied zwischen Nordrand Bau 7 und Südrand Bau 6

Angenommene Bauzeit: Bau 6: Monat 0 – 24 / Bau 7: Monat 12 – 24
Geländeauffüllungen Monat 30 – 34

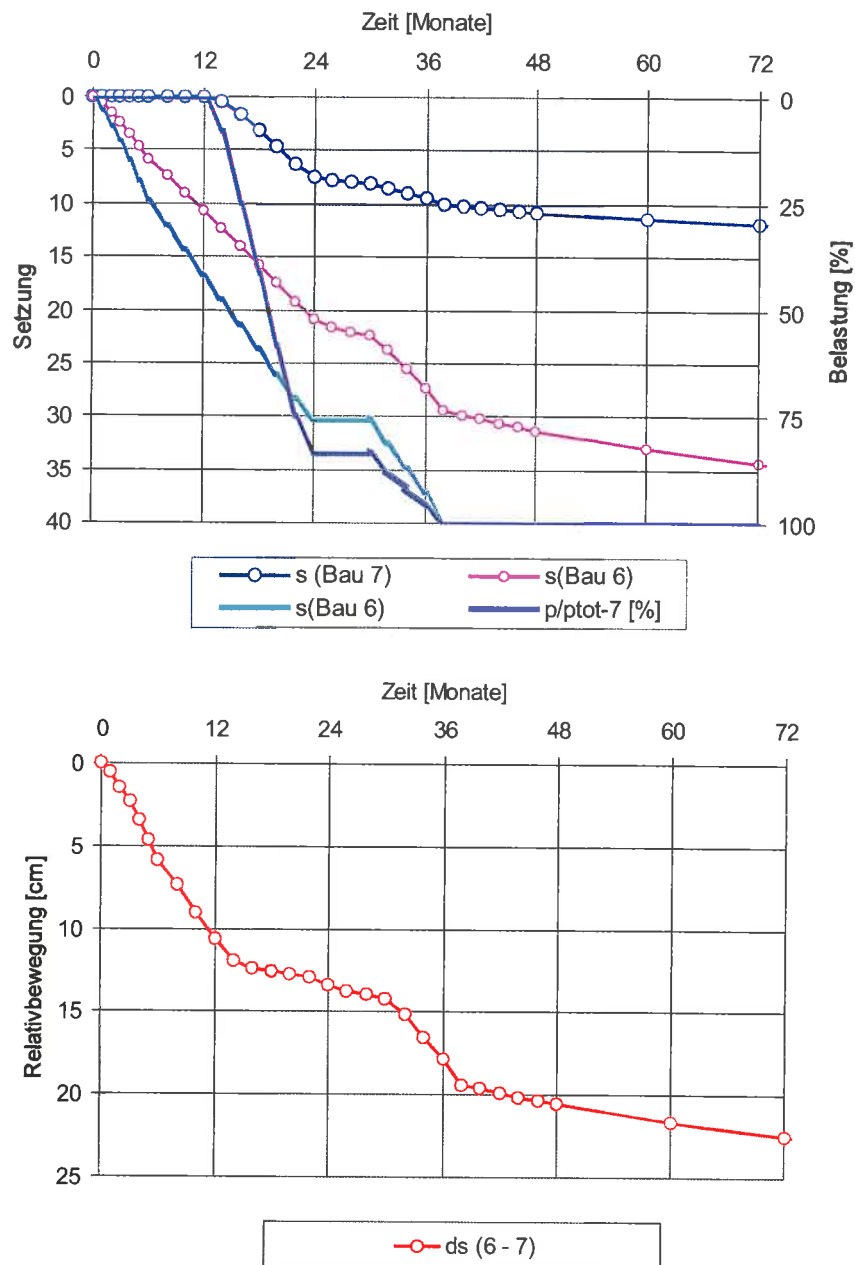


Bild 7.10: Setzungsablauf Beispiel 3

7.7 Einfluß der Gebäudesteifigkeit auf die Setzung

In den Berechnungen der Setzung für die Gesamtanlage wurden die Gebäude als „schlaff“ angenommen. Wie das folgende Berechnungsbeispiel zeigt, sind die Setzungen innerhalb einer Gebäudefläche wesentlich größer als in dem „biegesteifen“ Gebäude (unteres Bild), wo sie nur 18 – 20 cm statt 26 cm beträgt. Insbesondere für die Ermittlung der Setzungsunterschiede zwischen einzelnen Bauten sind folglich die einzelnen Bauteile „biegesteif“ anzunehmen (z.B. Berechnung mittels räumlichem Steifemodulverfahren).

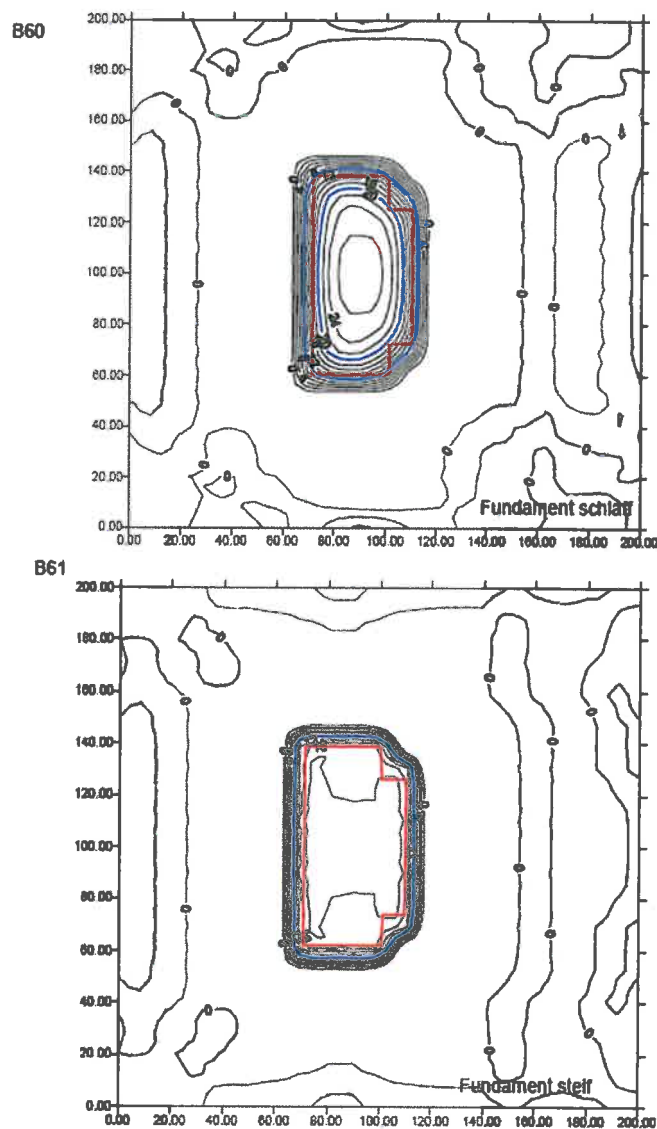


Bild 7.11: Einfluss der Biegesteifigkeit auf die Setzung

7.8 Möglicher Einfluß der Störung auf die Setzung

Der beidseits der den Standort querenden Störung unterschiedliche Baugrund führt zu unterschiedlich großen Setzungen und somit zu größerer Schiefstellung eines starren Gebäudes. Am Berechnungsbeispiel nimmt die Schiefstellung (infolge Geländeauffüllung) von etwa 8 cm nach NNW auf etwa 11 cm mit einer Verdrehung nach Nordwesten hin zu.

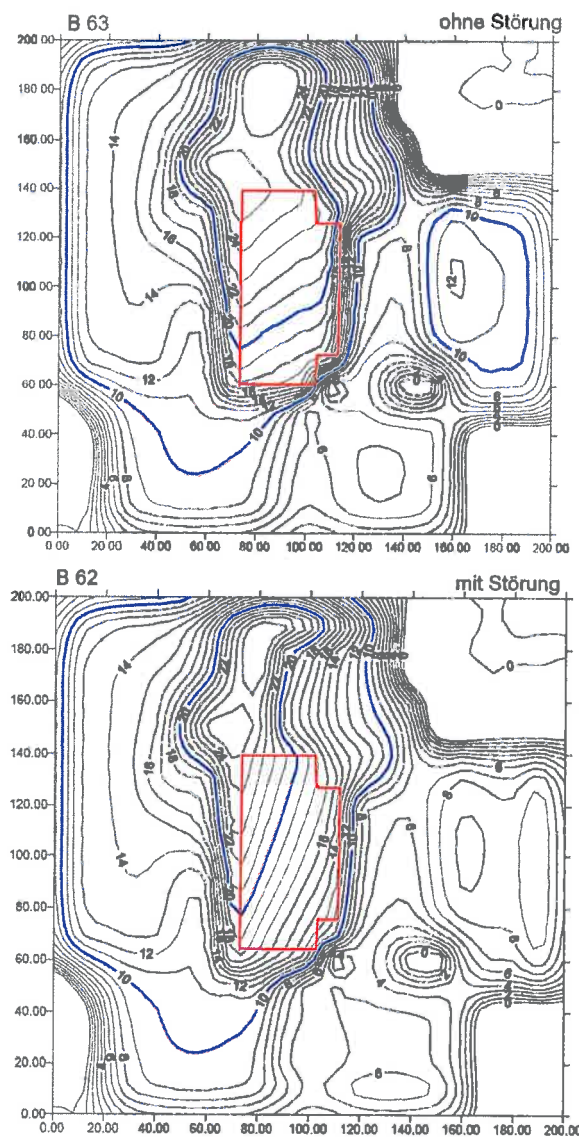


Bild 7.12: Einfluss der Störung auf die Schiefstellung eines Gebäudes

8. Möglichkeit zur Reduzierung der Setzungen mit Pfählen (KPP)

Die im Zentrum der Anlage zu 30 – 40 cm ermittelten Setzungen und die hierbei zu erwartenden großen Setzungsunterschiede führen zu Bemessungsproblemen der Bauwerke und der Tunnelanbindungen und insbesondere auch zu Problemen nach Beginn des Betriebes, so dass Maßnahmen für eine Reduzierung der Setzungen erforderlich werden.

Eine Pfahlgründung scheidet hierzu aus Kostengründen aus, da ein ausreichend fester Baugrund (z.B. Fels) nicht in einer hierfür vernünftigen Tiefe ansteht. Insofern kommt nur eine Unterstützung der Gründung mit Pfählen (kombinierte Pfahl-Plattengründung / KPP) in Frage. Die Wirksamkeit der Pfähle wurde mit vereinfachten Berechnungssystemen untersucht.

8.1 Vorberechnung mit einer vereinfachten FE-Berechnung

Die Berechnung erfolgt linear-elastisch; der Pfahlabstand wurde zu 5 m angenommen und die Pfahllängen wurden bis 50 m variiert

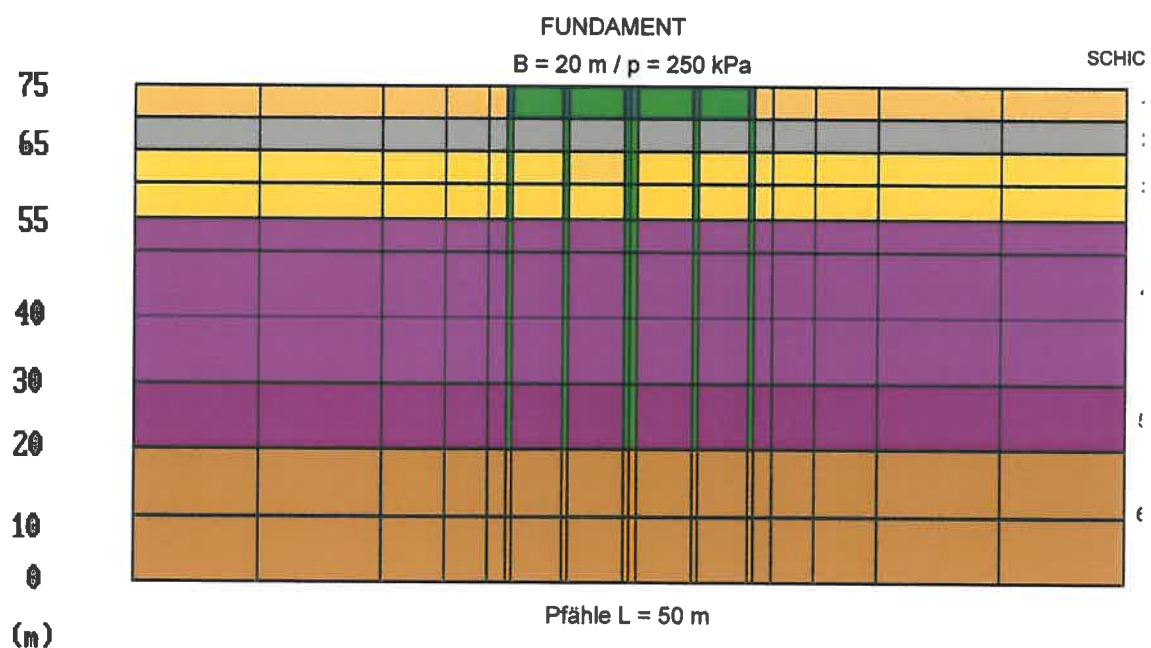
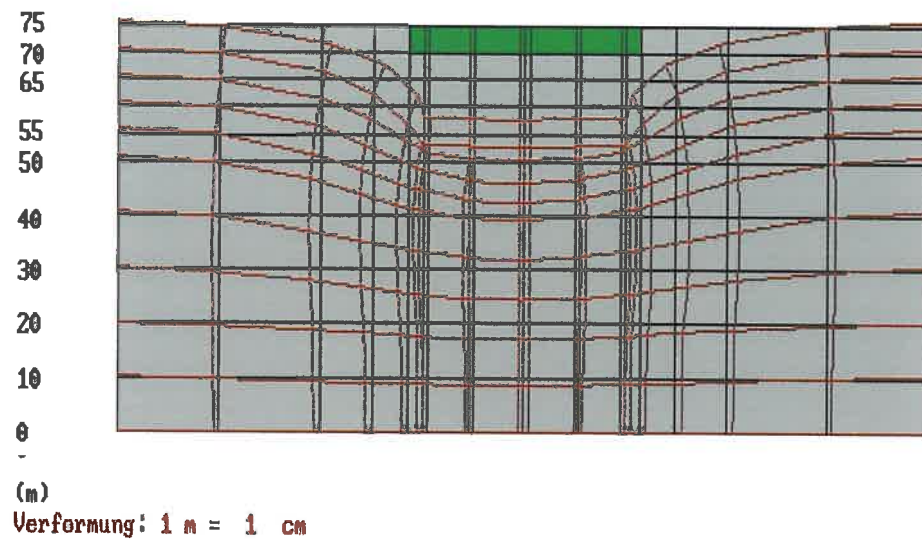
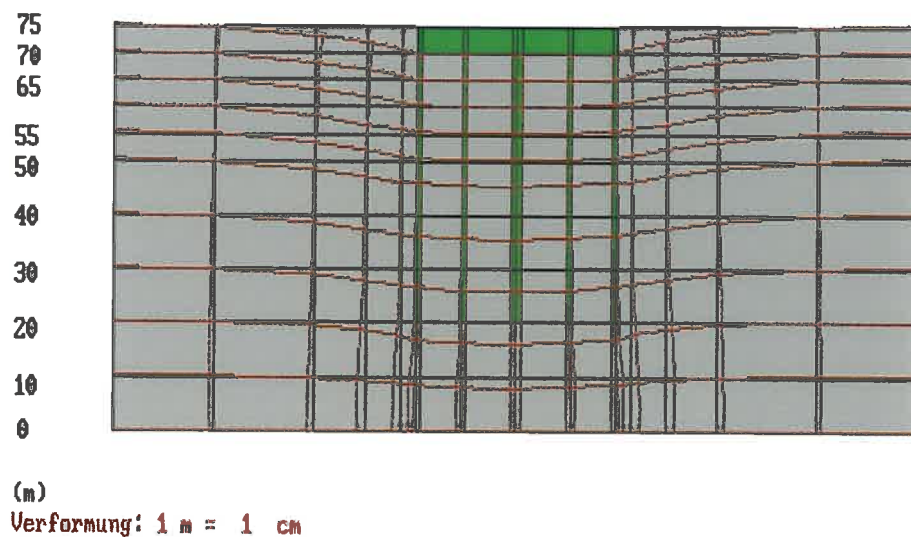


Bild 8.1 FE-Netz



Verformtes Netz ohne Pfähle $s = 16 \text{ cm}$



Verformtes Netz mit 50 m langen Pfählen $s = 5 \text{ cm}$

Bild 8.2 Verformtes Netz

Aus der größeren Setzung in der untersten Schicht ist die Verlagerung der Lasten zur Pfahlsohle hin zu erkennen. Die Verringerung der Setzung mit zunehmender Pfahllänge ist in den folgenden Diagrammen gezeigt.

8.2 Vorberechnungen einer KPP

Die Vorberechnungen erfolgen mit einem Rechenprogramm in Anlehnung an Randolph et al. für das mittlere Baugrundmodell nach Kapitel 4 und für eine mittlere Pfahltragfähigkeit.

Die Pfähle mit 1,2 m Durchmesser werden in einem 5,5 m weiten Raster angeordnet und die Pfahllänge variiert. Die Eingabedaten für z.B. 40 m lange Pfähle gehen aus der folgenden Tabelle hervor:

```
KPP-ROM c:\geo\kpp\kpp-44n.dat
*****
Eingabewerte
*****
      nb      ns
      9      6
ze      E      nue      tau      ssp(#1=raft)
5.00    22.50   0.33    60.00    800.00
10.00   54.00   0.33   120.00    800.00
15.00   54.00   0.33   120.00    800.00
20.00   30.00   0.33    60.00    800.00
30.00   40.00   0.33    80.00    800.00
40.00   30.00   0.33    80.00    800.00
50.00   35.00   0.33    80.00    800.00
60.00   72.50   0.33   120.00   2000.00
70.00   72.00   0.33   120.00   2000.00
      Anzahl Pfaehle np
      62
      x      y      L      dp
1.00    1.00   40.00   1.20
1.00    6.50   40.00   1.20
1.00   12.00   40.00   1.20
1.00   17.50   40.00   1.20
1.00   23.00   40.00   1.20
1.00   28.50   40.00   1.20
1.00   34.00   40.00   1.20
1.00   39.50   40.00   1.20
6.50    1.00   40.00   1.20
6.50    6.50   40.00   1.20
6.50   12.00   40.00   1.20
6.50   17.50   40.00   1.20
6.50   23.00   40.00   1.20
6.50   28.50   40.00   1.20
6.50   34.00   40.00   1.20
6.50   39.50   40.00   1.20
12.00    1.00   40.00   1.20
34.00   39.50   40.00   1.20
39.50    1.00   40.00   1.20
39.50    6.50   40.00   1.20
39.50   12.00   40.00   1.20
39.50   17.50   40.00   1.20
39.50   23.00   40.00   1.20
39.50   28.50   40.00   1.20
39.50   34.00   40.00   1.20
39.50   39.50   40.00   1.20
Platte  lx [m]    ly [m]    Qges [MN]
      41.00    41.00    420.25
```

Die Berechnungsergebnisse sind in den folgenden Diagrammen zusammengefaßt; hierin bedeuten

s(o) (blau) die Setzung aus Eigenlast und

s(Auff) (grün) Setzung mit Geländeauffüllung aus der: FE-Berechnung

s(KPP)25 und s(KPP)70 die Setzung aus Eigenlast und

sA(KPP)25 und sA(KPP)a die Setzung mit Geländeauffüllung für 25 m² bzw. 70 m² Einflußfläche pro Pfahl aus der KPP-Berechnung.

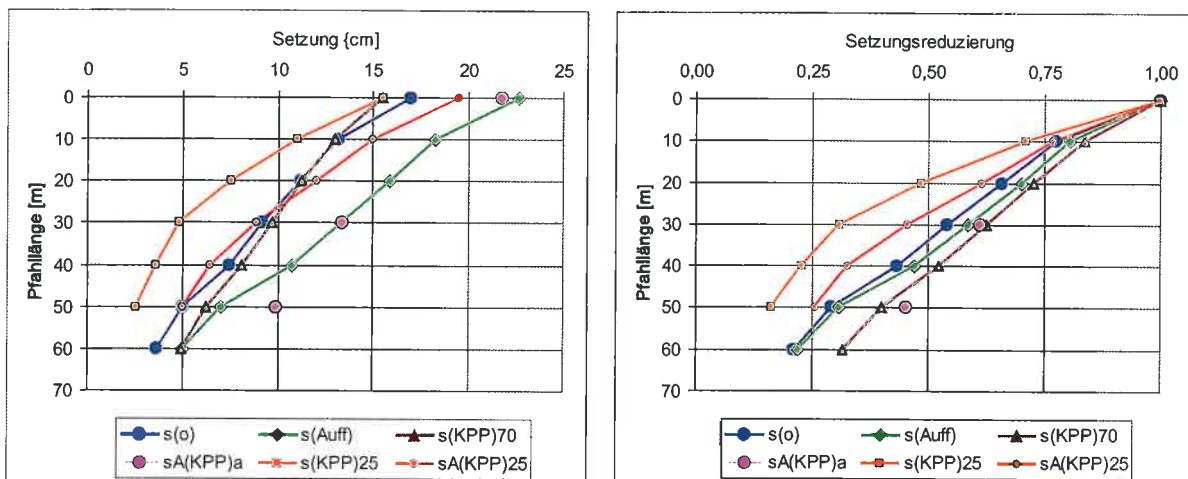


Bild 8.3 Verminderung der Setzungen mittels Pfählen

Das Ergebnis der Vorberechnungen zeigt, dass für eine wirksame Setzungsreduzierung die Pfähle in die festen Klebsande und Tone der Schicht 6 einbinden und der Pfahlabstand je nach Bauwerkslast in der Größenordnung von 5 m bis höchstens 8 m gewählt werden sollte.

Die Setzung der Gebäude kann mit diesen Pfählen auf etwa 30 – 35 % der in Kapitel 6 genannten Werte reduziert werden. Die Wirkung der Pfähle ist noch durch genauere Berechnungen zu belegen.

8.3 Ergänzende Hinweise zur KPP

Wichtig ist die Feststellung, dass auch unter den Geländeauffüllungen neben den Gebäuden in einer Breite, die der Gebäudeabmessung anzupassen ist, eine Pfahlunterstützung erforderlich wird. Dort sollte zur Lastverteilung über dem Pfahlkopf eine wenigstens 1 m dicke Tragschicht aus gut verdichtetem Kiessand (oder Betonrecycling) aufgebracht werden. Das System ist in dem nachstehenden Bild skizziert.

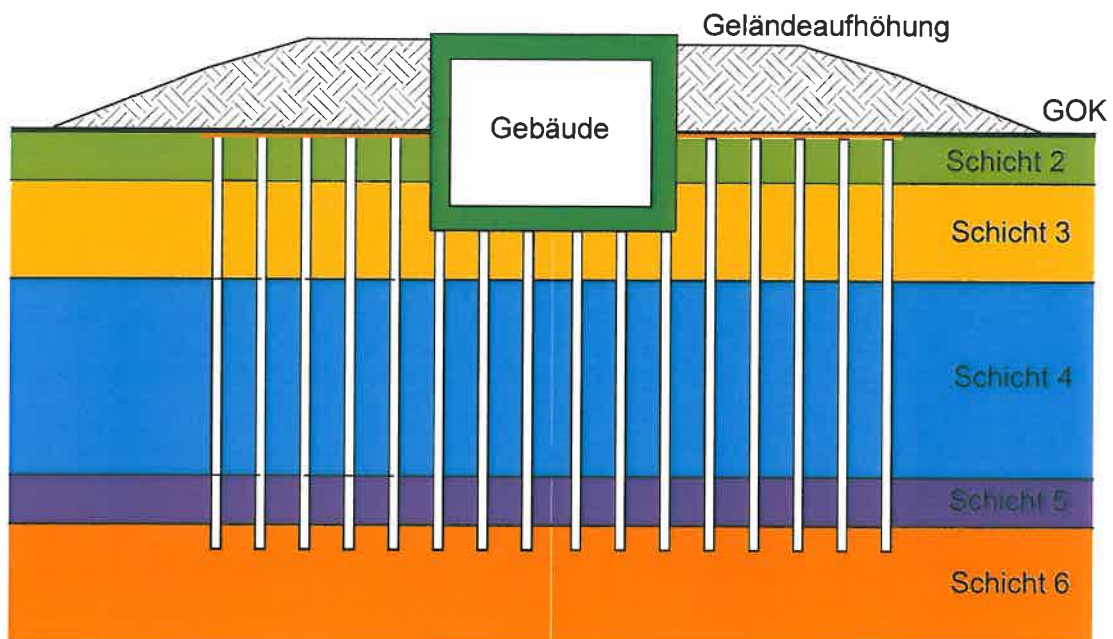


Bild 8.4: Anordnung der Pfähle (Schema)

Die Setzung der mit Pfählen unterstützten Gebäude kann in gewissen Grenzen durch Variation von Abstand und Länge der Pfähle den Anforderungen an eine Vergleichmäßigung der Setzungen innerhalb der geplanten Anlage gesteuert werden.

So empfiehlt es sich beispielsweise, unter leichten oder sehr tief gegründeten Gebäuden wie z.B. Bau 14 und 8 keine Pfähle und im Bereich der schweren Gebäude mit hohen Geländeauffüllungen, z.B. Bau 6, und mit den größten zu erwartenden Setzungen Pfähle konzentriert anzuordnen. Damit könnte der Setzungsunterschied von mehr als 10 cm auf wenige Zentimeter reduziert werden.

8.4 Mittlere Setzung bei Anordnung von Pfählen unter den Lastflächen

Für einen „optimalen“ Setzungsausgleich wurde der angestrebte Reduktionsfaktor linear interpoliert zwischen $\alpha(s) = 0,33$ für $s_{\max} = 40$ cm und $\alpha(s) = 0$ für $s_{\min} = 5$ cm (vgl. nebenstehendes Diagramm).

Unter den Auffüllungen wurden dort Pfähle angeordnet, wo die Auffüllhöhe 5 m überschreitet (Flächenbelastung > 100 kPa)..

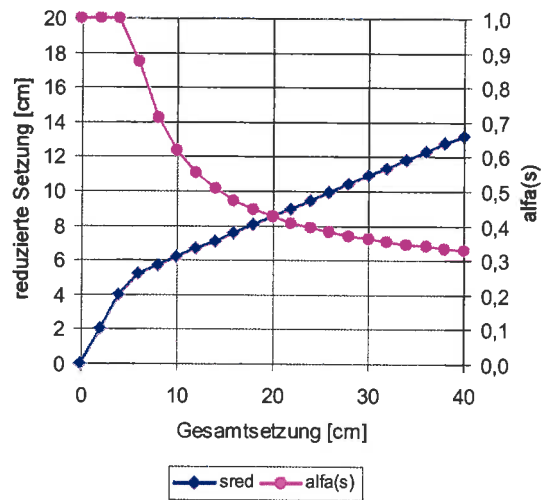


Bild 8.4: Setzungsreduktion

Die mit diesen Annahmen berechnete Setzung der Anlage ist in Bild 8.5 aufgetragen. Es ergeben sich rechnerisch rd. 2.700 – 3.000 Pfähle in einem Raster zwischen 4 m und 10 m.

Der Setzungsunterschied zwischen dem Beschleunigerring SIS 100/300 und dem Zentrum der Gebäude (Gebäude 12/15) kann damit von etwa $36 - 5 = 31$ cm (vgl. Bild 7.3) auf nunmehr $12 - 5 = 7$ cm, also auf etwa $\frac{1}{4}$ verringert werden.

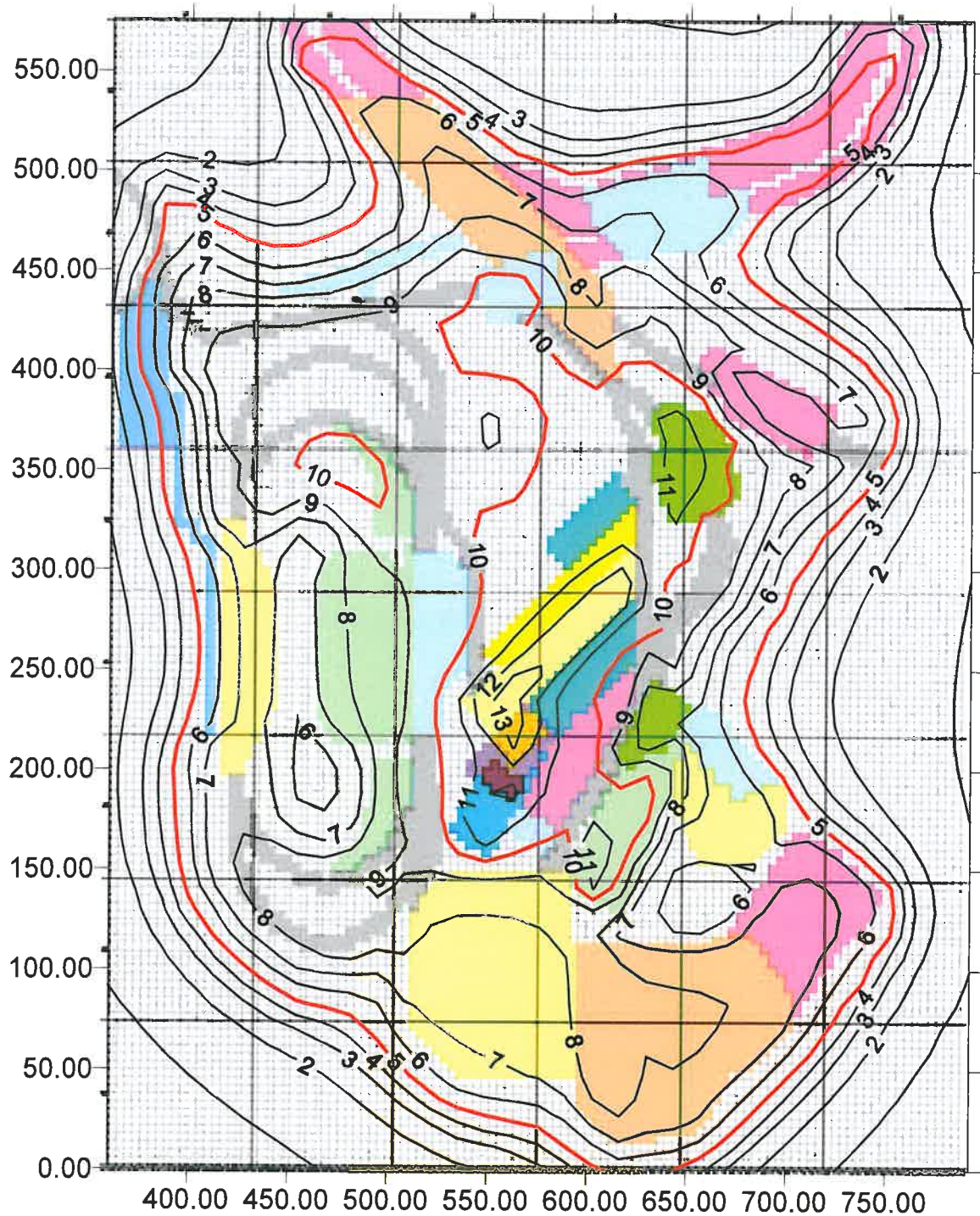


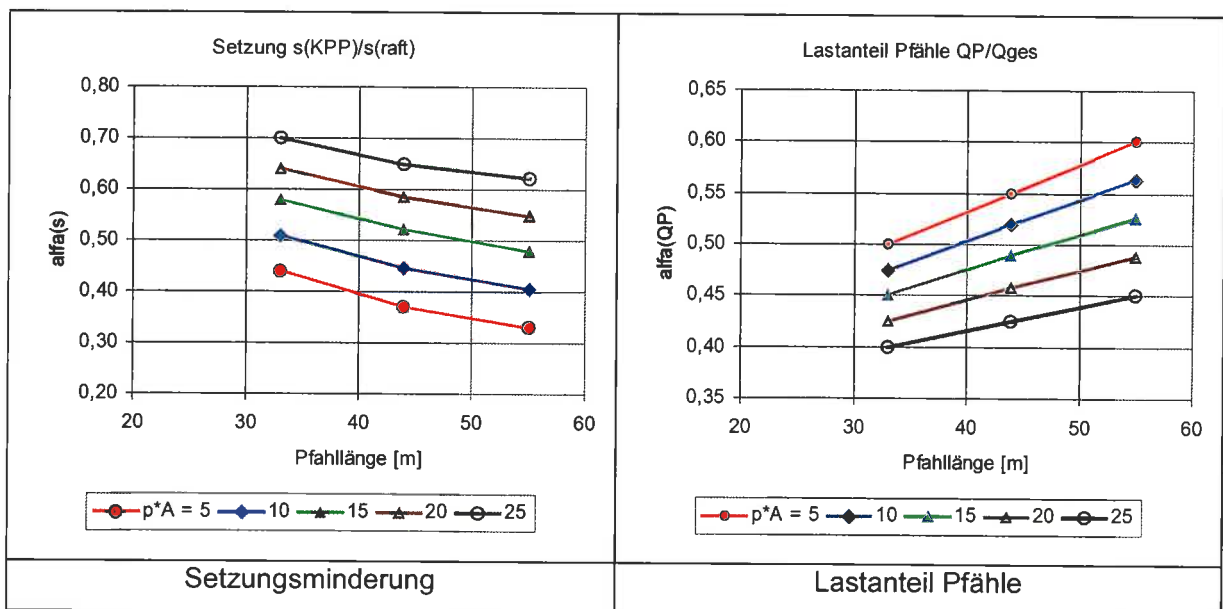
Bild 8.5 „optimale“ reduzierte Setzung mit ca. 2500 Pfählen

8.5 Vordimensionierung der Pfähle

Für die Dimensionierung der Pfähle (Pfahllänge und Anzahl) zur Setzungsminderung sind Berechnungen mittels FE-Methode o. vgl. erforderlich, mit denen insbesondere auch untersucht werden muss, in welchem Umfang Pfähle unter den Geländeauffüllungen anzuordnen sind.

Vor Durchführung solcher Berechnungen wurde versucht, einen Modus für die Abschätzung der Pfahlanordnung aufzustellen. Nach einer Abschätzung der Pfahlwirkung für das mittlere Baugrundmodell wird folgender Ansatz für die Vordimensionierung vorgeschlagen:

Der geschätzte Wirkungsgrad der Pfähle $\alpha(s)$ und $\alpha(QP)$ ist in Bild xxx in Abhängigkeit von der Pfahllänge (Pfahllänge bezogen auf die mittlere Geländehöhe NN + 136 m) für verschiedene Faktoren $p \cdot A$ aufgetragen (p = mittlere Bauwerkslast in MPa, A = mittlere Einflussfläche je Pfahl in m^2):



Mit einem angestrebten Setzungsgrad $\alpha(s)$ und einer angenommenen Pfahllänge kann der Faktor $p \cdot A$ den vorstehenden Diagramm entnommen werden und die Einflussfläche je Pfahl A aus $A = (p \cdot A) / p^*$ ermittelt werden.

p^* ist hierin die scheinbare Belastung, die für das Gebäude zu der Gesamtsetzung einschließlich Geländeauffüllung führen würde ($p^* = p_0 \cdot s_{ges} / s_{bau}$).

Die Pfahllast selbst ergibt sich dann zu $Q(P) = A \cdot p_0 \cdot \alpha(QP)$ mit $\alpha(QP)$ aus dem rechten Diagramm.

Unter schweren Gebäuden wird empfohlen, die Pfähle unter die kohlehaltigen Tone der Schicht 5 zu führen (Pfähllänge ca. 55 m); bei leichteren Gebäuden kann auch eine kürzere Pfahllänge sinnvoll sein. Ohne genaueren Nachweis sollten die Pfähle unter den Geländeauffüllungen bis in etwa 30 m Abstand zu der jeweiligen Bauwerksaussenkante angeordnet werden.

Wie bereits erwähnt, stellt dies nur eine grobe Abschätzung dar, die durch geeignete Berechnungen noch zu verifizieren ist.

8.6 Bemessung der Pfahl-Plattengründung

Für die Vorbemessung einer kombinierten Pfahl-Plattengründung kann unter der Platte der mittlere Bettungsmodul nach Kapitel 7 angesetzt werden. Die Steifigkeit der Pfähle ist so zu variieren, dass die Setzung des Systems angenähert mit der Setzungsprognose (z.B. Abschätzung nach Kapitel 8.4) übereinstimmt.

Die endgültige Bemessung erfordert noch genauere Untersuchungen bezüglich der Tragwirkung der Pfähle. Auf die Regelungen in „Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) wird ergänzend hingewiesen.

9. Hinweise zur weiteren Planung und zur Bauausführung

9.1 Berechnung der Gebäude und Tunnel

1. Infolge der relativ großen Setzungen ist für die Beurteilung des Setzungsverhaltens und der unterschiedlichen Setzung zwischen durch Fugen voneinander getrennten Bauteilen die Biegesteifigkeit der Gebäude zu berücksichtigen. Dies geht aus der Setzungsberechnung für die Gesamtanlage nach Kapitel 7.4 noch nicht hervor, da diese Setzungsberechnung schlaffe Gebäude voraussetzt.

Für die endgültige Berechnung wird daher ein räumliches Steifemodulverfahren oder ein Bettungsmodulverfahren mit Berücksichtigung einer der Gebäudesteifigkeit angepaßten Bettungsmodulverteilung empfohlen.

2. Bei der Berechnung der Gebäude und Tunnel ist die Seitenreibung aus den Geländeauffüllungen lasterhöhend zu berücksichtigen, wenn die Setzung innerhalb der Auffüllung und des Baugrundes neben dem Gebäude größer als die Eigensetzung des Gebäudes zu erwarten ist.

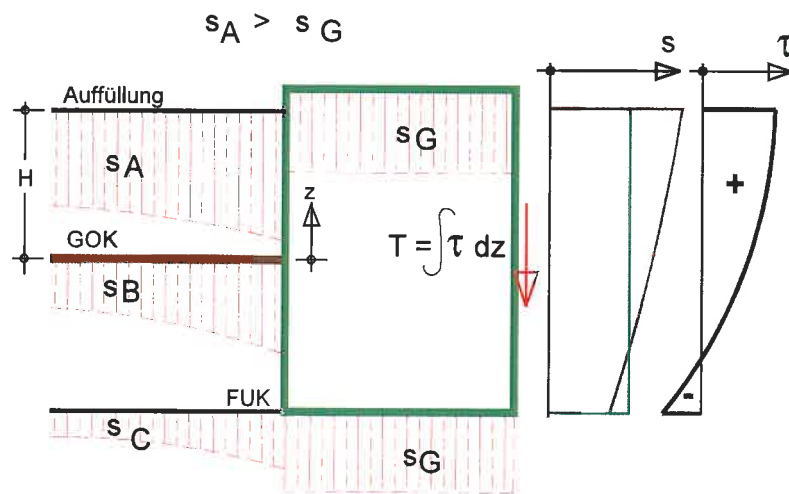


Bild 9.1 Belastung des Bauwerks aus Geländeauffüllung

Die Setzung innerhalb der Auffüllung errechnet sich hierbei zu

$$s(z) = \gamma / E_s * (z * (H - z))$$

mit

H = Höhe der Auffüllung und z = Höhe über der Basis der Auffüllung.

3. Die Firstbelastung der Tunnel wird bei Überschüttung infolge des unterschiedlichen Setzungsverhaltens des Bodens seitlich des Tunnels gegenüber der Auflast $\gamma * H$ erhöht. Der Erhöhungsfaktor variiert nach einer Vorberechnung zwischen 10 und 25 %

Scheiteldruck nach Leonhard				
Breite Bo	Höhe Ho	E1	E2	E4
6	5	40	30	60
A=Ho/Bo	0,83	A' = E1/E2*A =		1,11
γ =	20	Höhe Überschüttung		15,00

	O1 = H / Bo	2,50
	U1 = 3,5 / A'	3,15
	U2 = 2,2/((A'-0,25)*E4/E1)	1,70
	U3 = 0,62/A'	0,56
	U4 = 1,6/((A'-0,25)*E4/E1) =	1,24
	U5 = U1+U2+(U3+U4)*H/Bo =	9,35
	$\lambda R = O1/U9+1$	1,27
Auflast	p0 = gamma * H	300
Firstdruck	pF = $\gamma * H * \lambda R$ =	380

Scheiteldruck nach Leonhard				
Breite Bo	Höhe Ho	E1	E2	E4
6	5	30	30	30
A=Ho/Bo	0,83	A' = E1/E2*A =		0,83
γ =	20	Höhe Überschüttung		7,00

	O1 = H / Bo	1,17
	U1 = 3,5 / A'	4,20
	U2 = 2,2/((A'-0,25)*E4/E1)	3,77
	U3 = 0,62/A'	0,74
	U4 = 1,6/((A'-0,25)*E4/E1) =	2,74
	U5 = U1+U2+(U3+U4)*H/Bo =	12,04
	$\lambda R = O1/U9+1$	1,10
Auflast	p0 = gamma * H	140
Firstdruck	pF = $\gamma * H * \lambda R$ =	154

Bild 9.2: Firstbelastung der Tunnel infolge Überschüttung

Ohne genaueren Nachweis wird empfohlen, die Firstbelastung zu

$$p_F = (1+0,02 * H) * \gamma * H$$

anzusetzen.

9.2 Baugrubenaushub, Grundwasserhaltung und Wiederverfüllung

9.2.1 Baugrubenaushub und Wiederverfüllung

Der **Baugrubenaushub** sollte mit getrennter Gewinnung und Zwischenlagerung der verschiedenen Böden erfolgen. Insbesondere bindige Böden sind im Zwischenlager lagenweise und mit geneigter Oberfläche einzubauen und leicht zu verdichten, um eine Durchfeuchtung infolge von Niederschlägen zu vermeiden.

Die **Baugruben** können bis etwa 5 m tief geböscht mit einer Böschungsneigung von 1:1,25 ausgeführt werden; ein Sicherheitsstreifen von rd. 2 m Breite am Böschungskopf ist hierbei lastfrei zu halten.

Bei Baugruben, die in den Grundwasserspiegel einschneiden, ist eine Grundwasserhaltung durchzuführen (Bemessungsgrundwasserspiegel siehe Tabelle 4.2). Tiefere Baugruben können geböscht (Böschungsneigung nach Standsicherheitsberechnung) oder mit Verbau (Bohrträger-Bohlverbau, Bohrpfahlwand oder Spundwand) mit Aussteifung oder Verankerung ausgeführt werden.

Bei der **Verfüllung des Arbeitsraumes** soll die Trennung der beiden Grundwasserleiter möglichst wiederhergestellt werden. Weitere Hinweise sind [U18] Kapitel 11 zu entnehmen.

9.2.2 Grundwasserhaltung

Für die **Grundwasserhaltung** kommen wasserdruckhaltender Verbau (Spundwand, Schlitz- oder Bohrpfahlwand) oder eine Grundwasserabsenkung in Verbindung mit einem wasserdurchlässigen Verbau in Frage. Die Bemessungswerte für die Grundwasserabsenkung sind in [U18] Kapitel 8 dargelegt.

Eine Vorberechnung für eine 10 – 12 m tiefe Absenkung des Grundwassers in einer 200 m langen Linienbaugrube (die Eingabedaten können der folgenden Tabelle 9.1 entnommen werden), führt zu 14 Brunnen $d = 800$ mm in höchstens 20 m Abstand untereinander (vgl. nebenstehendes Bild 9.3).

Die mittlere Wassermenge beträgt rd. $q = 34$ l/s, für den „Tiefbereich“ im Süden des SIS-Ringes zu ~ 45 l/s.

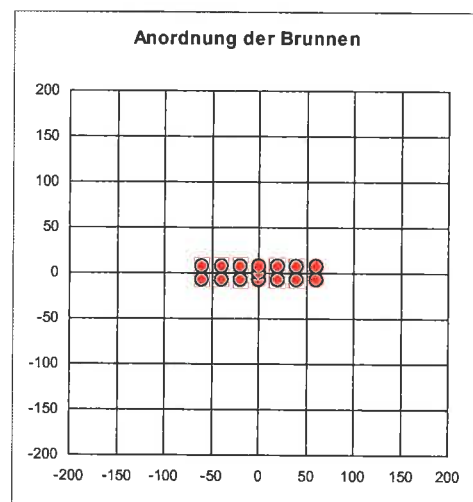


Bild 9.3 Anordnung der Brunnen

Zeitabhängige Grundwasserabsenkung (freies Grundwasser)				
Projekt: GSI-FAIR				
Fall: GW-Absenkung SIS-Ring				
Bau-grube	Länge	L	[m]	120,00
	Breite	B	[m]	16,00
	Fläche	A	[m²]	1920,00
	Verhältnis Länge/Breite	L/B	[-]	7,50
	Ersatzradius (n. Bild 45)	Re	[m]	30,96
Brunnen	Brunnenradius	r	[m]	0,40
	Anzahl der Brunnen	n		14,00
	Durchlässigkeitsbeiwert	kf	[m/s]	1,00E-04
	mittlere Geländehöhe	GOK	NN +m	136,50
	Grundwasserstand	GW	NN +m	132,00
	Oberkante durchlässige Schicht		NN + m	-
	UK Brunnen bzw. dichte Schicht		NN +m	116,00
	Dicke d des gespannten GW-Leiters	m	[m]	-
	Grundwasserhöhe	Ho	[m]	16,00
GW-Ab-senkung und Wasser-menge	Baugrubensohle = Absenkziel		NN +m	121,00
	Sicherheitszuschlag		[m]	1,00
	mittleres Absenkziel mit Zuschlag		NN +m	120,00
	max. Absenkmaß $q = q(f)$	s	[m]	12,00
	Dauer der Absenkung	t	[h]	1200,00
	Entwässerbares Porenvolumen	n	[-]	0,20
	Reichweite nach Theis oder Sichard	R(t)	[m]	278,85
	korrigierte Reichweite	R(t)*	[m]	280,57
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R(t)*/Re)$		> 1 ?	ja
	mittlere Filterstrecke für Baugrube	h(m)	[m]	4,00
	Wassermenge zeitabhängig	Qm	[l/s]	34,21
	Wasserstand im Brunnen	s+si	[m]	15,37
		Wsp	[NN +m]	116,63
	Installierte Wassermenge	Qi	[l/s]	33,41
	Kontrolle Fassungsvermögen Qf	67,08	> Qm ?	ja
Kontrolle Fassungsvermögen Qf	67,08	> Qi ?	ja	
Kontrolle nach Sichardt	mittlere Absenktiefe für Baugrube	s(m)	[m]	12,00
	Reichweite nach Sichard	R	[m]	360,00
	korrigierte Reichweite	R*	[m]	361,33
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R*/Re)$		> 1 ?	ja
	Wassermenge Endzustand	Qm	[l/s]	30,69
	äquivalente Zeit für R(Sichard):	t	[h]	2000,00
Reichweite nach Kussakin		R	[m]	276,00

Tabelle 9.1: Eingabedaten und Berechnungsergebnis

Der berechnete Absenkttrichter quer zur Trasse geht aus Bild 9.4 hervor.

Die Absenkung des Grundwassers an der bestehenden GSI-Anlage (ca. 100 m Abstand) beträgt danach noch etwa 4 m.

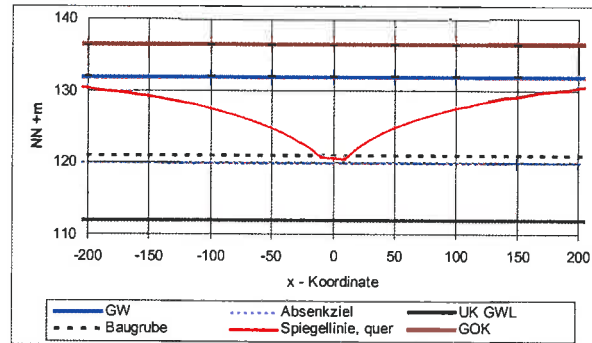


Bild 9.4: Absenkttrichter orthogonal zur Trasse

Infolge der Grundwasserabsenkung sind Setzungen in der Größe von wenigen Millimetern je Meter Absenkung zu erwarten. Da sich eine tiefe Grundwasserabsenkung einige hundert Meter weit auswirkt, sollten zum Schutz der bestehenden Anlage zwischen den Absenkmaßnahmen für den Neubau und dem Bestand Brunnengalerien zur Wiederversickerung des Grundwassers installiert werden.

Bei Verhinderung der Absenkung in rd. 100 m Abstand zur Grundwasserabsenkung ist dort der Brunnenabstand von etwa 20 m auf 15 m zu verringern (18 statt 14 Brunnen).

Die abzupumpende Wassermenge erhöht sich in diesem Fall gemäß der Vorberechnung in Tabelle 9.2 von 34 l/s auf 65 l/s bei beidseitig angeordneter Versickerungsgalerie bzw. auf etwa 50 l/s bei nur einseitiger Versickerung.

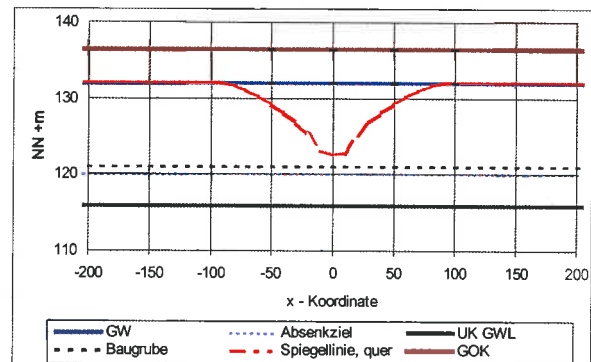


Bild 9.5 Absenkttrichter orthogonal zur Trasse bei Versickerungsbrunnen in 100 m seitlichem Abstand

Projekt: GSI-FAIR				
Fall: GW-Absenkung SIS-Ring mit Wiederversickerung				
Bau- grube	Länge	L	[m]	120,00
	Breite	B	[m]	16,00
	Fläche	A	[m²]	1920,00
	Verhältnis Länge/Breite	L/B	[-]	7,50
	Ersatzradius (n. Bild 45)	Re	[m]	30,96
Brunnen	Brunnenradius	r	[m]	0,40
	Anzahl der Brunnen	n		18,00
	Durchlässigkeitsbeiwert	kf	[m/s]	1,00E-04
	mittlere Geländehöhe	GOK	NN +m	136,50
	Grundwasserstand	GW	NN +m	132,00
	Oberkante durchlässige Schicht		NN + m	-
	UK Brunnen bzw. dichte Schicht		NN +m	116,00
	Dicke d des gespannten GW-Leiters	m	[m]	-
	Grundwasserhöhe	Ho	[m]	16,00
GW- Ab- senkung und Wasser- menge	Baugrubensohle = Absenkziel			NN +m
				121,00
	Sicherheitszuschlag		[m]	1,00
	mittleres Absenkziel mit Zuschlag		NN +m	120,00
	max. Absenkmaß $q = q(f)$	s	[m]	12,00
	Dauer der Absenkung	t	[h]	140,00
	Entwässerbares Porenvolumen	n	[-]	0,20
	Reichweite nach Theis oder Sichard	R(t)	[m]	95,25
	korrigierte Reichweite	R(t)*	[m]	100,15
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R(t)*/Re)$		> 1 ?	ja
	mittlere Filterstrecke für Baugrube	h(m)	[m]	4,00
	Wassermenge zeitabhängig	Qm	[l/s]	64,22
	Wasserstand im Brunnen	s+si	[m]	16,03
		Wsp	[NN +m]	115,97
	Installierte Wassermenge	Qi	[l/s]	65,81
Kontrolle nach Sichardt	Kontrolle Fassungsvermögen Qf	97,68	> Qm ?	ja
	Kontrolle Fassungsvermögen Qf	97,68	> Qi ?	ja
	mittlere Absenktiefe für Baugrube	s(m)	[m]	12,00
	Reichweite nach Sichard	R	[m]	360,00
	korrigierte Reichweite	R*	[m]	361,33
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R*/Re)$		> 1 ?	ja
	Wassermenge Endzustand	Qm	[l/s]	30,69
	äquivalente Zeit für R(Sichard):	t	[h]	2000,00
	Reichweite nach Kussakin	R	[m]	276,00

Tabelle 9.2: Ermittlung der Wassermenge mit Versickerungsbunnen in 100 m Abstand

Für die Versickerung des Wassers sind eine oder mehrere Brunnengalerien mit einem Brunnenabstand von > 10 m erforderlich.

Nach der Vorberechnung (Eingabedaten und Ergebnis der Berechnung siehe Tabelle 9.3) sind zur Versickerung von 25 l/s, d.h. der etwa halben abzapumpenden Wassermenge, 22 Brunnen erforderlich.

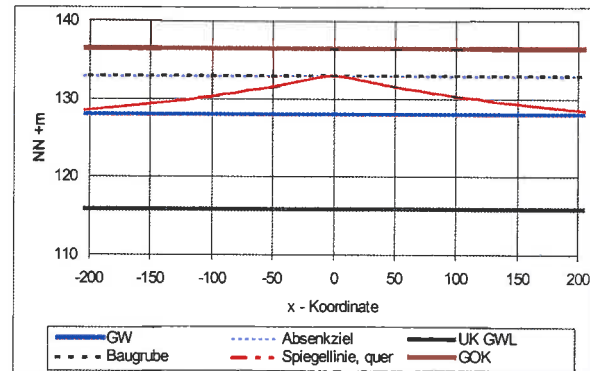


Bild 9.6: Auffülltrichter orthogonal zur Trasse

Das Fassungsvermögen der Versickerungsbrunnen beträgt infolge der geringen verfügbaren hydraulischen Druckhöhe nur etwa 1/3 des Fassungsvermögens der Absenkbrunnen.

Bei den tief in den unteren Grundwasserleiter einbindenden Gebäuden ist ergänzend zu den Absenkbrunnen eine offene Restwasserhaltung vorzusehen, da die Basis des unteren Grundwasserleiters bereichsweise relativ flach unter der Aushubsohle liegen kann und die Absenkung dort mit den Absenkbrunnen nicht vollständig gelingen wird.

Dies gilt insbesondere für den SIS-Ring. Bild 9.7 zeigt den Verlauf der Bodenschichten in Bezug auf die Tunnelsohle, die im nordwestlichen Drittel an der Grenze zu den bindigen Böden der Schicht 4 liegt.

Da der Grundwasserspiegel in der grundwasserführenden Schicht 3 nur bis auf wenige Meter über diese Schichtgrenze 3 / 4 abgesenkt werden kann, sind dort im Falle der Bauausführung mit Grundwasserabsenkung Zusatzmaßnahmen wie offene Wasserhaltung mit Rigolen, von einer Voraushubsohle aus gesetzte Vakuumplanzen oder Kleinbrunnen bzw. das Vorsetzen einer leichten Spundwand oder eines Kanaldielenverbau vor den Trägerbohlverbau erforderlich.

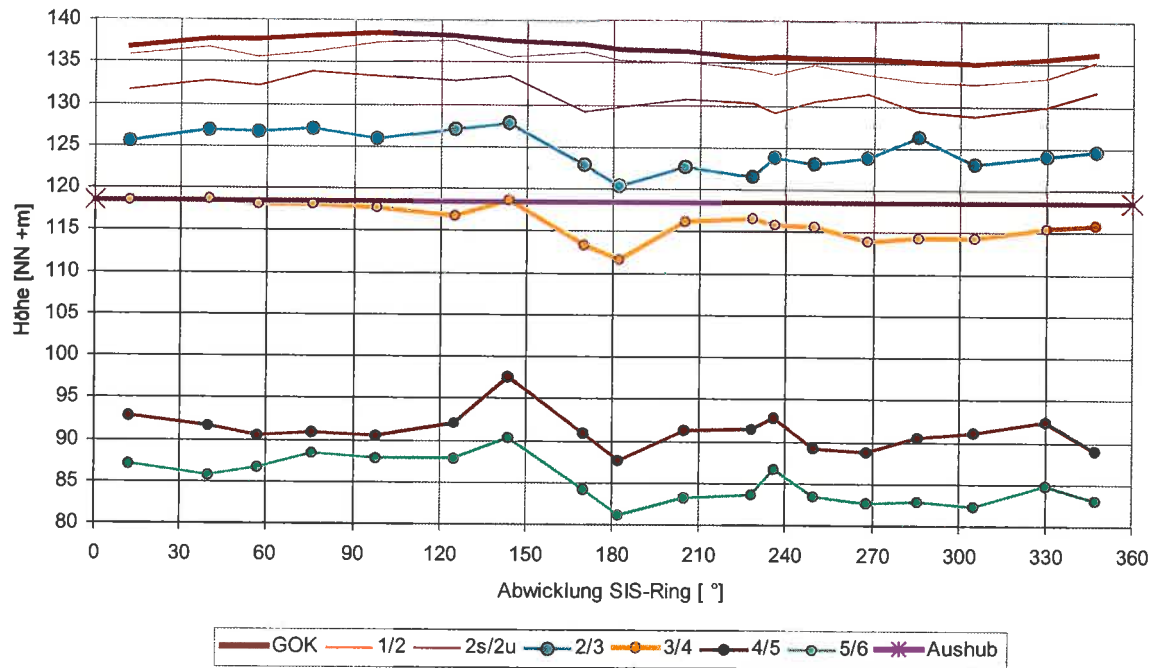


Bild 9.7: Lage des SIS-Tunnels

Die Vorberechnungen zeigen, dass die Maßnahmen zur Grundwasserabsenkung und insbesondere auch für die Wiederversickerung noch detailliert zu planen sind.

Zeitabhängige Grundwasserabsenkung (freies Grundwasser)				
Projekt: GSI-FAIR				
Fall: GW-Versickerung SIS-Ring				
Bau- grube	Länge	L	[m]	210,00
	Breite	B	[m]	1,00
	Fläche	A	[m²]	2,00
	Verhältnis Länge/Breite	L/B	[-]	210,00
	Ersatzradius (n. Bild 45)	Re	[m]	44,46
Brunnen	Brunnenradius	r	[m]	0,40
	Anzahl der Brunnen	n		22,00
	Durchlässigkeitsbeiwert	kf	[m/s]	1,00E-04
	mittlere Geländehöhe	GOK	NN +m	136,50
	Grundwasserstand	GW	NN +m	128,00
	Oberkante durchlässige Schicht		NN + m	-
	UK Brunnen bzw. dichte Schicht		NN +m	116,00
	Dicke d des gespannten GW-Leiters	m	[m]	-
GW- Ab- senkung und Wasser- menge	Grundwasserhöhe	Ho	[m]	12,00
	Baugrubensohle = Absenkziel			NN +m
	Sicherheitszuschlag			[m]
	mittleres Absenkziel mit Zuschlag			NN +m
	max. Absenkmaß $q = q(f)$	s	[m]	-5,00
	Dauer der Absenkung	t	[h]	1200,00
	Entwässerbares Porenvolumen	n	[-]	0,20
	Reichweite nach Theis oder Sichard	R(t)	[m]	241,50
	korrigierte Reichweite	R(t)*	[m]	245,55
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R(t)^*/Re)$		> 1 ?	ja
	mittlere Filterstrecke für Baugrube	h(m)	[m]	17,00
	Wassermenge zeitabhängig	Qm	[l/s]	-26,66
	Wasserstand im Brunnen	s+si	[m]	-5,94
		Wsp	[NN +m]	133,94
	Installierte Wassermenge	Qi	[l/s]	-25,95
Kontrolle nach Sichardt	Kontrolle Fassungsvermögen Qf	647,99	> Qm ?	ja
	Kontrolle Fassungsvermögen Qf	647,99	> Qi ?	ja
	mittlere Absenktiefe für Baugrube	s(m)	[m]	-5,00
	Reichweite nach Sichard	R	[m]	150,00
	korrigierte Reichweite	R*	[m]	156,45
	Kontrolle Gültigkeit $\ln(R^*/Re)$		> 1 ?	ja
	Wassermenge Endzustand	Qm	[l/s]	-36,21
	äquivalente Zeit für R(Sichard):	t	[h]	462,96
	Reichweite nach Kussakin	R	[m]	99,59

Tabelle 9.3: Berechnung der Wiederversickerung

9.3 Lastannahmen für die Bemessung des Baugrubenverbaus

Für die Bemessung der Baugrubenverbaus werden folgende Annahmen vorgeschlagen:

1. Bodenkennwerte und –schichtung nach Kapitel 4
2. Berechnungsannahmen

Trägerbohlverbau mit Grundwasserabsenkung

Verankerter Verbau: aktiver Erddruck, Wandreibungswinkel $\delta = 0$

Ausgesteifter Verbau: aktiver Erddruck, Wandreibungswinkel $\delta = 1/3 \varphi'$

Erddruckumlagerung bis zur Aushubsohle, Sicherheit Erdwiderstand 1,5

Wasserdruckhaltender Verbau (Spundwand, Schlitzwand, überschnittene Bohrpfahlwand)

Erhöhter aktiver Erddruck $0,5 \cdot (E_a + E_o)$, Wandreibungswinkel $\delta = 1/3 \varphi'$

Erddruckumlagerung bis zum Querkraftnullpunkt bzw. bis zur Fussmitte

Sicherheit Erdwiderstand 2,0 (vorgelagerter Erddruck mit adaptiver Anpassung der elastischen Bettung im Erdauflager)

Abtrag der Vertikallasten

Für den Abtrag der Vertikallasten werden folgende Kennwerte angesetzt:

Schlitzwand mit eingestellter Spundwand $\tau_{m, zul} = 40 \text{ kN/m}^2$

Bohrpfahlwand $\tau_{m, zul} = 50 \text{ kN/m}^2, \sigma_{sp, zul} = 500 \text{ kN/m}^2$

Bohrträger, Mittelbohrträger $\tau_{m, zul} = 50 \text{ kN/m}^2, \sigma_{sp, zul} = 500 \text{ kN/m}^2$

Ankerlasten:

Für Verpressanker können folgende Lasten geschätzt werden:

Schluffe der Schicht 2U: $F_{zul} = 250 - 300 \text{ kN}$

Sande der Schicht 3: $F_{zul} \sim 400 \text{ kN}$

Die Lasten sind zu Beginn der Ankerarbeiten mit Eignungsprüfungen nachzuweisen.

9.4 Geländeauffüllung

Für die Geländeauffüllung können die Aushubmassen aus den Schichten 1 – 3 verwendet werden, die nach [U18] Kapitel 11, zunächst getrennt gelagert werden sollten.

Nach einer Vorberechnung sollte die Neigung der bis zu 10 m hohen Böschungen nicht steiler als 1 : 2 gewählt werden. Für steilere Böschungen sind die Eigenschaften des Schüttmaterials genauer zu spezifizieren; ggf. sind konstruktive Stabilisierungsmaßnahmen wie Gabionen, Vernagelung o.ä. erforderlich.

Standsicherheit von Böschungen - Lamellenverfahren nach Bishop											QM-GEO Dipl.-Ing. W. Romberg				
2850		GSI-FAIR													
Böschung		Höhe	10,00	Länge	20,00	Bkr=	100,00	β [°]	26,57	modul: G + U mit EP					
		γ	21,00	ϕ	25,00	c	5,00	$\tan \phi$	0,466						
Untergrund		$\tan \beta$	0,500	ϕ_s	25,00	c	2,50	$\tan \phi_s$	0,466						
Grundwasser		y(GWL)	7,00	Aussenwasser:		y (WA)	7,00	dW [m]	0,00	seism. Last					
		Schnittpunkt Grundwasser - Böschung					xB-GW	4,00	yB-GW	7,00	keq,h 0,000 keq,v 0,000 α (eq) = 0,00 $\tan \alpha$ (eq) = 0,000				
Auflast		Einzellasten, vertikal (aktiv +)						Einzellasten, horizontal (passiv +)							
po [kPa]		Pv(i)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Mr(v)	Ph(i)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Mr(h)
0		x(i)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0	y(i)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Böschungspunkte		xB=	10,00	yB=	10,00	xC=	30,00	yC=	20,00	L = 32,10		A = 25,35			
Zwangspunkte		Xz1=	0,00	Yz1=	10,00	Xz2=	30,50	Yz2=	20,00	Xz2<Xkr?		α_0 [°] = 64,68		κ [°] = 18,15	
Kreis		R =	30,00	Mittelpunkt		Xm =	7,35	Ym =	39,08	ok		α_1 [°] = 14,19		α_2 [°] = 50,49	
Variation		-dx(Xz1)	10,00			dx(Xz2)	0,50								
Standsicherheit ($\eta_{\text{erf}} = 1,30$) Gleitkreis: $\eta_{\text{vorh}} = 1,306$ Kontrolle: Böschung *** Sekante ***															
Lamelle		Geometrie der Lamellen						Lasten		Kohäsion	PWD	Momente			
Nr.	xe	b(i)	h(i)	h(i)	xm(i)	ym(i)	G(i)	Pov(i)	Ph(eq)	C(i)	U(i)	Ri	Mpass	Makt	
1	30,50	0,10	50,34	0,06	30,45	19,97	0,13	0,00	0,00	0,50	0,00	0,61	18	3	
2	30,40	0,10	50,05	0,18	30,35	19,91	0,38	0,00	0,00	0,50	0,00	0,74	22	9	
3	30,30	0,10	49,75	0,30	30,25	19,85	0,63	0,00	0,00	0,50	0,00	0,86	26	14	
4	30,20	0,10	49,45	0,42	30,15	19,79	0,88	0,00	0,00	0,50	0,00	0,98	30	20	
5	30,10	0,10	49,16	0,53	30,05	19,73	1,12	0,00	0,00	0,50	0,00	1,10	33	25	
6	30,00	1,33	47,11	1,00	29,33	19,17	27,98	0,00	0,00	6,67	0,00	20,90	627	615	
7	28,67	1,33	43,49	1,68	28,00	18,16	47,04	0,00	0,00	6,67	0,00	29,42	882	971	
8	27,33	1,33	40,07	2,20	26,67	17,23	61,74	0,00	0,00	6,67	0,00	35,59	1068	1192	
9	26,00	1,33	36,82	2,60	25,33	16,37	72,71	0,00	0,00	6,67	0,00	39,95	1199	1307	
10	24,67	1,33	33,70	2,87	24,00	15,56	80,44	0,00	0,00	6,67	0,00	42,85	1286	1339	
11	23,33	1,33	30,69	3,05	22,67	14,81	85,28	0,00	0,00	6,67	0,00	44,52	1336	1306	
12	22,00	1,33	27,77	3,13	21,33	14,10	87,51	0,00	0,00	6,67	0,00	45,13	1354	1223	
13	20,67	1,33	24,93	3,12	20,00	13,44	87,34	0,00	0,00	6,67	0,00	44,79	1344	1105	
14	19,33	1,33	22,15	3,03	18,67	12,82	84,94	0,00	0,00	6,67	0,00	43,60	1308	961	
15	18,00	1,33	19,43	2,87	17,33	12,23	80,45	0,00	0,00	6,67	0,00	41,59	1248	803	
16	16,67	1,33	16,75	2,64	16,00	11,68	73,98	0,00	0,00	6,67	0,00	38,80	1164	640	
17	15,33	1,33	14,11	2,34	14,67	11,16	65,62	0,00	0,00	3,33	0,00	32,09	963	480	
18	14,00	1,33	11,50	1,98	13,33	10,68	55,43	0,00	0,00	3,33	0,00	27,75	833	331	
19	12,67	1,33	8,91	1,55	12,00	10,22	43,49	0,00	0,00	3,33	0,00	22,63	679	202	
20	11,33	1,33	6,34	1,06	10,67	9,80	29,82	0,00	0,00	3,33	0,00	16,68	500	99	
21 (Ep)	10,00	1,26	-32,50	0,81	9,37	9,73	10,69	0,00	0,00	3,16	0,00	12,52	375	-172	
22 (Fw)	(Wasserdruck Aussenwasserspiegel)						R(Wa)	30,08	Mp(Wa)	0,00	Wa	0,00	Sum M	16293	12474

Bild 9.2: Standsicherheit der Böschung

Generell wird empfohlen, die Sande und Schluffe bereichsweise getrennt entsprechend der Nutzung der Auffüllungen einzubauen. Sande sind insbesondere in Bereichen zu verfüllen, die für die Versickerung von Niederschlagswässern aus der Oberflächenentwässerung vorgesehen sind. Diese Bereiche sind an der Basis ggf. mit Rigolen oder Sickerschlitzen zu unterstützen, um eine Versickerung in den tieferen Untergrund zu gewährleisten..

9.5 Schutz der Bauwerke gegen Grundwasser

Bauwerke oder Bauwerksteile, die in den Grundwasserspiegel einschneiden, sind zu isolieren oder mit wasserundurchlässigem Beton auszuführen.

Die übrigen erdberührten Bauwerke oder Bauteile sind zum Schutz gegen Feuchtigkeit ebenfalls mit wasserundurchlässigem Beton ausgeführt oder mit einem Schutzanstrich versehen werden.

Zur Vermeidung von Staunässe sind die seitlichen Anfüllungen an Gebäude oder Gebäudeteile mit sandigem Material vorzunehmen. Ersatzweise können die Außenwände mit Dränsteinen oder einer sonstigen geeigneten Drainage versehen werden. Die Ableitung des Sickerwassers am Fuß der Wände ist durch Dränagen o. vgl. sicherzustellen.

Auf die entsprechenden Regelungen in DIN 18195 zur Abdichtung und DIN 4095 zur Dränung wird hingewiesen.

9.6 Einfluss der Baumassnahmen auf die Nachbargebäude

Die geplante Baumassnahme GSI-FAIR hat auf die Gebäude der bestehenden GSI-Anlage folgenden Einfluss, der im Zuge der Ausführungsplanung zu beachten ist:

- a) Setzungen infolge Absenkung des Grundwassers
- b) Setzungen infolge Mitnahmeeffekte aus der geplanten Geländeauffüllung
- c) Lastumlagerungen infolge seitlichen Abgrabungen oder Unterfangungen

zu a) Grundwasserabsenkung

Die Problematik zu a) wurde bereits detailliert in Kapitel 9.2.2 angesprochen. Zur Vermeidung von schädlichen Setzungen sind Maßnahmen zur Versickerung des Grundwassers an der Grenze der bestehenden Anlage so durchzuführen, dass die Grundwasserabsenkung in einem verträglichen Maße gehalten wird.

zu b) Mitnahmesetzung aus der Geländeauffüllung

Die Setzung des Ostrandes der bestehenden Gebäude infolge der geplanten Geländeauffüllungen beläuft sich nach den Berechnungen in Kapitel 7 auf rd. 10 cm und am bestehenden Ring SIS 18 sind noch 6 cm Setzung zu erwarten (vgl. Bild 7.3).

Wegen der großen zu erwartenden Setzungen und Setzungsunterschiede ist die Anordnung von Pfählen unter den Gebäuden und unter den Geländeauffüllungen geplant; solche Pfähle sind insbesondere im Bereich der mit Stützbauwerken zu sichernden Auffüllungen nahe der bestehenden Gebäude sowie unter den zusätzlichen Auffüllungen neben dem SIS 18 - Ring erforderlich.

Wie in Kapitel 8 erläutert, können die Setzungen mit konzentrierter Anordnung von Pfählen vorbehaltlich genauerer Berechnungen auf etwa 1/3 reduziert werden. Dies führt zu Mitnahmesetzungen an den bestehenden Gebäuden von rd. 2 – 4 cm und am SIS 18 von rd. 2 cm..

Die Setzungsmulden sind in Bild 9.4 für zwei West-Ost-Schnitte bei $y = 310$ m (Gebäude 10 / bestehende Halle) und 378 m (Geländeauffüllung mit Stützwand(?) / Bestehende Halle) und in Bild 9.5 in zwei West-Ost-Schnitte bei $y = 430$ m (Anschluß T 101 an Target-Halle) und 462 m (Geländeauffüllung vor Ring SIS 18) aufgezeichnet.

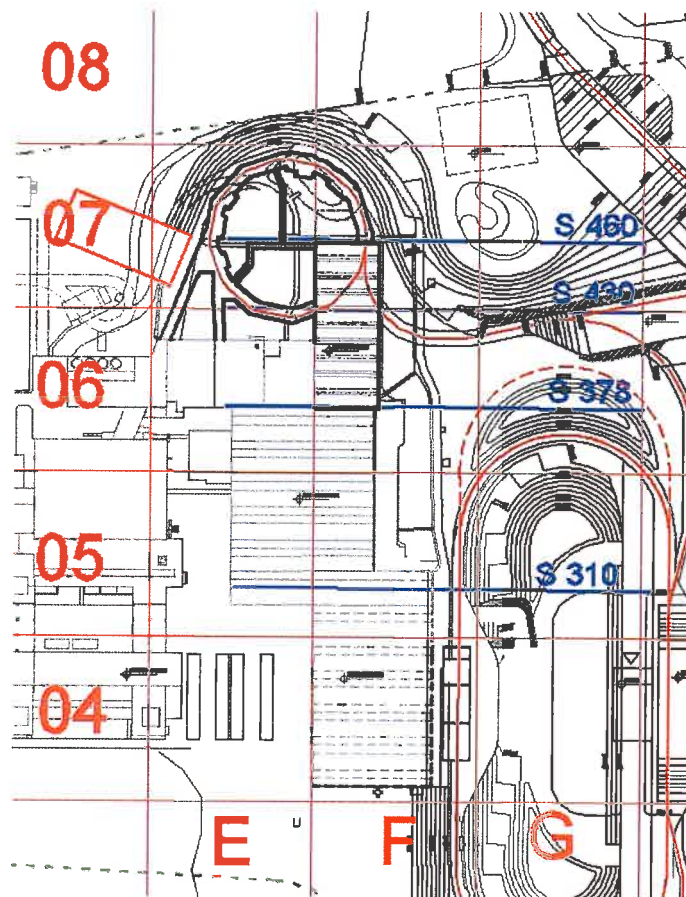


Bild 9.3: Schnitte der Setzungen zur bestehenden GSI-Anlage

Die unteren Kurven sind die berechneten Setzungen für Flachgründung und die oberen, fett gezeichneten Kurven die geschätzte Reduktion der Setzungen durch Pfähle.

Die vertikalen Markierungen in Farbe der Setzungsmulden stellen den östlichen Rand der bestehenden Gebäude und die schattierten Markierungen den westlichen Rand der neuen Bebauung dar.

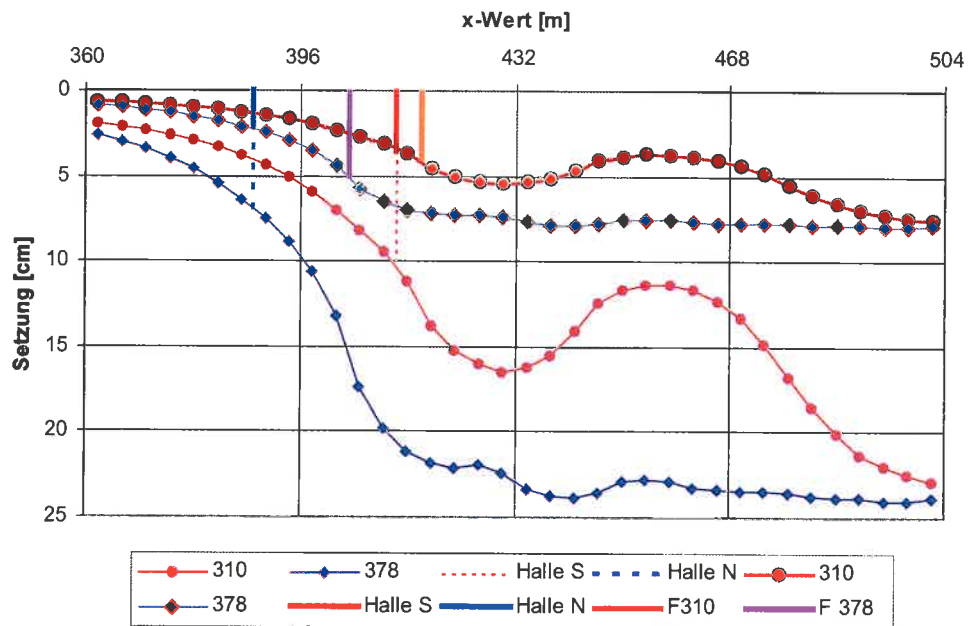


Bild 9.4: Setzungsmulden in West-Ost-Richtung

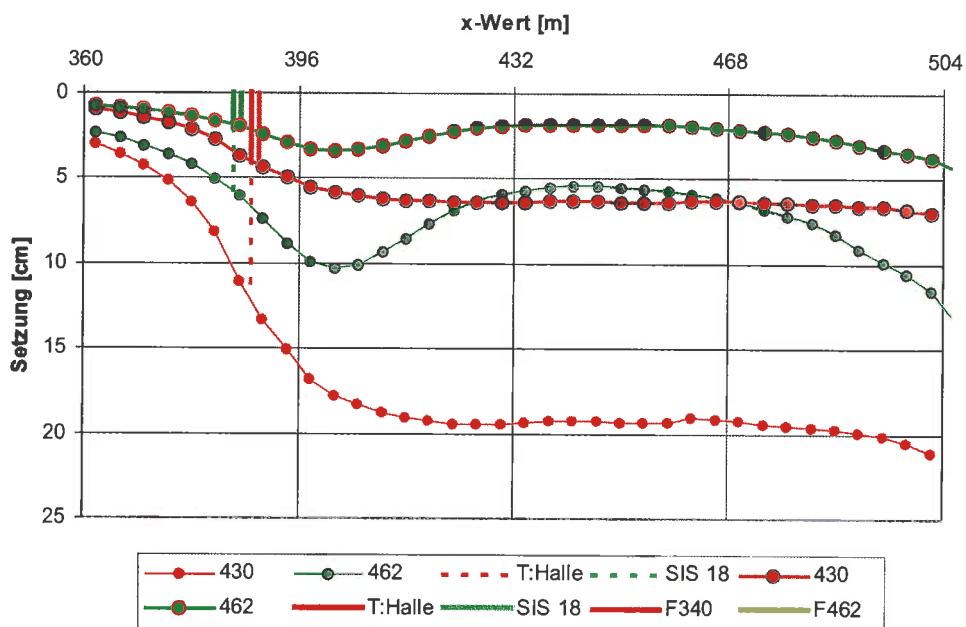


Bild 9.5: Setzungsmulden in West-Ost-Richtung

Die Setzungsmulden an der bestehenden Bebauung weisen eine Neigung bis etwa 1 : 500 auf.

Zu c: seitliche Abgrabungen oder Unterfangungen

Die Erfordernis von Unterfangungen ist derzeit nicht bekannt. Für eventuell erforderliche Unterfangungen ist DIN 4123 zu beachten.

Bei seitlichen Abgrabungen (z.B. am bestehenden Ringtunnel SIS 18) sind eventuell Sicherungsmassnahmen im Hinblick auf den entfallenden Seitendruck erforderlich.

9.7 Hinweise zum Bauablauf

Die Planung des Bauablaufes sollte, soweit möglich, den Anforderungen an eine Reduzierung der Setzungsunterschiede angepasst werden.

Die Herstellung der Pfähle für die Setzungsreduzierung eilt dabei den weiteren Baumassnahmen voraus; bei Gründung von Gebäuden unterhalb des Grundwasserspiegels können hierbei zur Verringerung der Dauer der Wasserhaltung die Pfähle von der Geländeoberfläche aus mit Leerbohrungen bis zur Gründungssohle hergestellt werden.

Im Bereich hoher Geländeauffüllungen sollten die Auffüllungen möglichst parallel zum Rohbau der Gebäude erfolgen, um die Setzungsunterschiede zu reduzieren. Dies gilt insbesondere für die Überschüttung der Tunnel, die zu grossen Setzungsunterschieden zwischen Tunnel und Gebäude bzw. zu grossen Zwängungsspannungen bei schubsteifer Verbindung der Bauwerke führen würden.

10. Schlußbemerkungen

Im vorliegenden Bericht sind auf der Grundlage der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen die wesentlichen Bedingungen für die Auslegung der Gründung der Bauwerke wie zulässige Belastung des Baugrunds und Abschätzung der Setzungen und des zeitlichen Setzungsverlaufs dargelegt.

Der Baugrund ist für die Aufnahme der Bauwerkslasten ausreichend tragfähig. Da infolge der hohen Gebäudelasten in Verbindung mit umfangreichen Geländeauffüllungen relativ große Setzungen und Setzungsunterschiede zu erwarten sind, wurde mit einer Voruntersuchung die Wirkung von Pfählen zur Verringerung der Setzungen untersucht. Die Setzungen lassen sich hiermit auf etwa 30 – 40 % und die Setzungsunterschiede auf < 25% verringern.

Die Setzungsunterschiede werden ferner durch den Bauablauf (Grundwasserabsenkung, Geländeauffüllung etc.) beeinflusst; der Bauablauf sollte daher nach Möglichkeit diesem Umstand Rechnung tragen.

gezeichnet:

W. Romberg

(W. Romberg)

Anlagen 1 - 34 Baugrundprofil und Setzungsberechnung der einzelnen Gebäude
Anlagen 35 und 36: Ergebnisse der Setzungsberechnungen (Dateien 2856-bau.sez
und 2856.ges.sez)