

DR. ALEXANDER SZICHTA  
GEOLOGISCHE BERATUNGSGESELLSCHAFT MBH

---

73765 Neuhausen • Harthäuser Straße 28 • Tel.: 07158 / 94 78 62 • E-mail [mail@szichta.de](mailto:mail@szichta.de)

**Geologisches Gutachten zum BV  
“Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung” zwischen der  
Breslauer- und Danziger Straße der  
Hofkammer Projektentwicklungs GmbH in  
73760 Ostfildern-Parksiedlung**

Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bauherr: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Betreff: BV “Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung” zwischen der Breslauer- und Danziger Straße der Hofkammer Projektentwicklungs GmbH in 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Bezug: Mündlicher Auftrag durch den Bauherrn (HKPE) vertreten durch Herrn Geisbauer vom April 2013

Ort, Datum: Neuhausen, 27. Februar 2014

Bearbeiter: Dr. Szichta

Durchwahl: (07158) 94 78 62

Seitenzahl: 28

Anlagen: 5

Gemeinde: Ostfildern-Parksiedlung

Landkreis: Esslingen

<b>I Inhalt:</b>	<b>Seite:</b>
1 Vorbemerkungen .....	3
2 Geologische Verhältnisse .....	6
3 Hydrogeologische Verhältnisse, Wasserdurchlässigkeiten, bauliche Folgerungen .....	11
3.1 Hydrogeologische Verhältnisse .....	11
3.2 Wasserdurchlässigkeiten und Versickerungsfähigkeiten der Böden .....	13
3.3 Dränung und Abdichtung von Bauwerken .....	14
4 Baugebieterschließung .....	15
4.1 Herstellung und Verfüllung von Arbeitsräumen für den Leitungsbau .....	15
4.2 Herstellung von Dammschüttungen ("Lärmschutzwall") .....	16
4.3 Anlage der Verkehrsflächen .....	17
4.4 Herstellung des Regenrückhaltebeckens .....	18
5 Gründungsmaßnahmen für die Wohnbebauung .....	18
5.1 Gebäudegründung Mehrfamilienhäuser 1 bis 3 .....	18
5.2 Gebäudegründung Reihenhäuser .....	20
5.3 Gebäudegründung Mehrfamilienhäuser 4 bis 6 .....	21
6 Baugrubensicherung .....	22
6.1 Baugrubenböschungen .....	23
6.2 Baugrubenverbau .....	23
7 Bodenmechanische Kennziffern .....	25
8 Bodenklassen .....	26
8 Erdbeben .....	27
10 Schlussbemerkungen .....	27
- Verteiler .....	28

## II Verzeichnis der Anlagen:

- 1 Generalplan mit der Lage des Bauvorhabens.
- 2 Lageplan mit der Lage der geplanten Baukörper, ohne Maßstab.
- 3 Lageplan mit der Lage der Bohransatzpunkte B 1 bis B 10 und der Schürfgruben S 1 bis S 17 sowie der Schnittspuren der geologischen Profilschnitte A-A bis C-C ohne Maßstab.
- 4 Schichtenverzeichnisse und grafische Darstellung der Schichtenfolge aus den Erkundungsbohrungen B 1 bis B 10 und der Schürfgruben S 1 bis S 17.
- 5 Geologische Profilschnitte A-A bis D-D.

### 1 Vorbemerkungen

Die Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH beabsichtigt in Ostfildern, im Teilort Parksiedlung das Hanggrundstück zwischen der Danziger- und der Breslauer Straße (vgl. Anlage 1) mit einer Wohnbebauung zu überbauen. Das etwa 2,3 ha große Grundstück liegt am nordöstlichen Ortsrand der Parksiedlung. Dort ist die natürliche Geländeoberfläche mit durchschnittlich 10 bis 15° nach Nordnordosten geneigt. Das Hanggrundstück ist in seinem südlichen Teil terrassiert, wobei die Terrassen quer zum Hang angelegt sind. Hierbei liegt die südliche Begrenzung des Baugebiets, die Danziger Straße, auf der höchsten Terrasse mit einem Niveau von etwas über 379 m ü. NN. An die Danziger Straße schließt sich nach Norden ein Geländeversprung mit einer durchschnittlichen Höhendifferenz von etwa 3,5 bis 4 m an. Am Hangfuß erstreckt sich wiederum eine Verebnung, deren Breite zwischen 5 m im zentralen Teil und etwas mehr als 15 m am östlichen bzw. westlichen Ende schwankt. Im westlichen Teil ist die Terrassenoberfläche asphaltiert, im Osten sind ein Kinderspielplatz und ein Kleinsportfeld angelegt. Zentral ist ein unterirdisches Regenrückhaltebecken vorhanden. Nach Norden fällt die Geländeoberfläche wiederum relativ steil ab. Der Höhenversatz beträgt im Osten etwa 7 m, um auf nur noch 3,5 m im Westen abzunehmen. Das sich vom Hangfuß nach Norden erstreckende Gelände ist ebenfalls nach Nordnordosten geneigt, wobei die Geländeoberfläche kleinräumig terrassiert ist. Die Geländeversprünge betragen dort nur noch durchschnittlich 1 bis 2 m. Örtlich, insbesondere im östlichen Teil des Grundstücks erreichen die Böschungen größere Höhen und das Gelände ist insgesamt steiler als im Westen. Entlang des östlichen Gebietsrands sind ehem. Wohn-, Verwaltungs- und Betriebsstätten eines früher dort angesiedelten Gärtnereibetriebs angeordnet. Das Gelände um die Gebäude ist kleinräumig terrassiert und in Teilbereichen durch Stützwände gehalten. Bereichsweise sind freie Böschungen vorhanden. Insgesamt beträgt die Höhen-

differenz im Baufeld zwischen dem höchsten Geländepunkt im Südosten und tiefsten Geländepunkt im Nordosten etwa 26 m.

Die Planung geht zunächst von einer Baugebieterschließung und einer anschließenden differenzierten Bebauung des Bebauungsgebiets aus. Die vorgesehene Bebauung besteht im östlichen Baufeld aus einem neungeschossigen und zwei achtgeschossigen Mehrfamilienwohnhäusern (Häuser 1 bis 3), die in Nord-Süd-Richtung angeordnet sind. Durch die terrassenartige Anlage der Häuser befindet sich Haus 1 bergseitig, Haus 3 talseitig. Die solitären Baukörper verfügen über ein bzw. zwei Untergeschosse. Hierbei sind die Bodenplattenoberflächen mit 374,8 m ü. NN, 376,25 bzw. 363,75 m ü. NN und 358,25 festgelegt. In Bezug zur Geländeoberfläche ist die Bebauung im Grundsatz so angelegt, dass sie nur wenig in den Baugrund (bergseitig) einschneidet. In talseitigen Bereichen liegen die Gebäude über der gegenwärtigen Geländeoberfläche. Das am höchsten gelegene Haus 1 liegt mit seiner Bodenplatte auf der Terrasse unterhalb der Danziger Straße, im Bereich der dort befindlichen Spielplatzanlage und des Kleinsportfelds. Für dessen Herstellung muss bergseitig eine mindestens 6 bis 7 m tiefe Baugrube ausgehoben werden. In den Untergeschossen der Gebäude sind Tiefgaragenstellplätze, Haustechnik- und Abstellräume vorgesehen. Die Untergeschosse greifen über die Grundfläche der darüber aufgehenden Wohngeschosse hinaus.

Westlich der Mehrfamilienhäuser schließt sich eine dreizeilige Reihenhausbebauung an, die insgesamt 35 Reihenhäuser umfasst. Die in Ost-West-Richtung orientierten Reihenhauseilen sind drei- bzw. viergeschossig angelegt. Aufgrund der Hang- bzw. Terrassensituation schneiden auch diese bergseitig in den Untergrund ein und liegen talseitig mit den Bodenplatten auf der bzw. deutlich über der Geländeoberfläche. Die Bodenplattenoberflächen sind mit 377,0, 367,0 und 364 m ü. NN definiert. Es ist davon auszugehen, dass die Baugrubensohlen etwa 0,5 m tiefer liegen werden.

Nach Westen schließt jede Reihenhauseile mit einem mehrgeschossigen Mehrfamilienwohnhaus ab (Häuser 4 bis 6). Talseitig ist Haus 4 angeordnet, bergseitig Haus 6. Die Häuser 4 und 6 weisen je 5 Geschosse aus, Haus 5 hat 6 Vollgeschosse. Die Niveaus der Bodenplatten entsprechen denen der Reihenhausebauung. Die Lage aller Baukörper kann Anlage 2 des Gutachtens entnommen werden.

Für die Herstellung der Wohnbebauung muss vorweg eine Baugebieterschließung vorgenommen werden, die die Anlage von Verkehrsflächen, häuslichen Ver- und Entsorgungsleitungen sowie Geländemodellierungen herzustellen sind. Im Norden, entlang der Breslauer Straße, ist eine durch-

schnittlich etwa 4 bis 5 m hohe Geländeaufschüttung als Lärmschutzmaßnahme geplant. Die Dammschüttung soll talseitig durch eine Stützwand gehalten werden. Bergseitig sollen auf der Auffüllung Gartenflächen realisiert werden, die der tiefsten Reihenhauszeile zugeordnet sind. Im äußersten Nordosten des Bebauungsgebiets, westlich des Hauses 3, ist ein offenes Regenrückhaltebecken vorgesehen, das auf der Oberfläche des Lärmschutzwalls, etwa 5 m über der gegenwärtigen Geländeoberfläche angelegt werden soll.

Auftragsgemäß ist ein geologisches Gutachten über die angetroffenen Baugrundverhältnisse und die notwendigen Gründungsmaßnahmen zu erstellen. Darin sind zudem Aussagen zu den notwendigen Drän- und Abdichtungsmaßnahmen sowie zu den notwendigen Baugrubensicherungen zu treffen. Darüber hinaus sind Angaben zu den im Rahmen der Baugebieterschließung notwendigen Maßnahmen zu machen.

Schadstoffuntersuchungen am Boden sind vom Büro für Geologie, Altlasten und Rückbau Dr. Kolckmann vorgenommen worden. Die Ergebnisse sind in einem separaten Gutachten zusammengestellt.

Die Beurteilung des Baugrunds stützt sich auf die geologische Beurteilung von 10 verrohrten Ramm- und Rotationskernbohrungen (B 1 bis B 10), die in der Zeit vom 11. bis zum 19.12.2013 abgeteuft wurden. Die Bohrendtiefen reichten bis ins Anstehende und verfügten über Bohrtiefen zwischen 8,0 m (B 8) und 12,0 m (B 5). Zur Verdichtung des Aufschlussrasters wurden am 30. und 31.01.2014 insgesamt 17 Schürfgruben (S 1 bis S 17) niedergebracht. Ihre Tiefen reichten von 0,5 m (S 13) bis 5,2 m (S 2) unter Gelände. Die Lage der Bohransatzpunkte und der Schürfe ist in der Anlage 3 des Gutachtens (Lageplan) eingetragen. Darin eingetragen ist auch die Schnittführung der geologischen Profilschnitte A-A bis C-C. In der Anlage 4 ist die angetroffene Schichtenfolge beschrieben und grafisch in Form von Säulenprofilen dargestellt. Anlage 5 schließlich enthält drei geologische Profilschnitte (Profilschnitt A-A bis C-C) durch das Baugelände.

Der Ausarbeitung des Gutachtens liegt die Entwurfsplanung (Gebäude- und Geländeschnitte, Ansichten und ein Lageplan) der Thomas Schüler Architekten, mit dem Planungsstand vom 13.11.2013 zugrunde. Die Lage und Höhe der Bohransatzpunkte ist durch das Ingenieurbüro für Vermessungen H. Wagner eingemessen worden (Lageplan vom 20.12.2013). Darüber hinaus wurden Entwurfspläne der geplanten Lärmschutzwand sowie Vorabzüge der Entwurfsplanung "Straßenbau und Leitungsbau" des Ingenieurbüros Fritz Spieth zur Verfügung gestellt. Als weitere Unterlagen liegen das

Geotechnische Gutachten zu den Untergrundverhältnissen im geplanten Baugebiet "Parksiedlung Nordost" in Ostfildern, vorgelegt vom Baugrundinstitut Prof. Dr.-Ing. Veas und Partner vom 26.02.2010 sowie ein Geologisches Gutachten über die Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Gebäude 76, 78, 80 und 82 in der Parksiedlung Nellingen, von Prof. D. H. Aldinger und Dr. V. Aldinger vom 15.11.1967 vor.

## 2 Geologische Verhältnisse

Die Aufschlüsse erschlossen sehr uneinheitliche geologische Verhältnisse. Die Wechselhaftigkeit ist einerseits in der großen Höhendifferenz der Aufschlussansatzpunkte untereinander begründet. Andererseits sind im Bebauungsgebiet großflächige terrassenförmige Auffüllungen vorhanden, bei denen zum einen die Materialzusammensetzung zum anderen die Auffüllmächtigkeiten variieren.

Bei der Herstellung der Terrassen sind im Zuge der Auffüllungen unterschiedlich mächtige Anschüttungen vorgenommen worden. Diese bestehen mehrheitlich aus bindigen Böden, die unterschiedliche Anteile an Steinbrocken, Schotter und Ziegelbruch enthalten. Vereinzelt treten auch Holz- und Metallreste auf. Die Konsistenzen der bindigen Grundmasse schwanken durch die wechselnden natürlichen Wassergehalte innerhalb weiter Grenzen. Die Zustandsformen liegen mehrheitlich im steifen bis halbfesten Bereich. Einzelne Lagen sind weich. Die Auffüllungen bestehen teils aus dem in der Umgebung anfallenden Filderlehm und Wanderschutt, die in der Regel steife und halbfeste Konsistenzen aufweisen. Diese Böden wurden sehr wahrscheinlich beim Baugrubenaushub des sich unmittelbar südlich anschließenden Bebauungsgebiets gewonnen.

Graue Lehme, die örtlich weiße Schneckenschalen enthalten, verfügen hingegen über steife bis weiche und weiche Zustandsformen. Sie sind als schlickiger Auenlehm anzusprechen. Der Auenlehm enthält relativ hohe organische Anteile. An der Luft entwickelt der Boden einen deutlichen muffigen Geruch. Diese Ablagerungen sind mit großer Wahrscheinlichkeit im Zusammenhang mit der Neckarregulierung in den 60er Jahren des vergangenen Jahrhunderts zu sehen. Alle Auffüllungen müssen orientiert eingebracht worden sein, da größere Verformungen an den Verkehrsflächen sowohl der Danziger Straße als auch der auf der nächst tieferen Terrasse nicht erkennbar sind. Abweichend hiervon besteht die Auffüllung in der Umgebung des Schurfs S 10 unter einer dünnen Lage Oberboden aus einem mitteldicht gelagerten Steingerüst. Darin sind nur geringe Anteile bindigen Bodens enthalten.

Die erbohrte Schichtdicke der Auffüllungen erreichen 4,1 bis 4,9 m an den talseitigen (B 7, B 6) Terrassenrändern der Danziger Straße. An der Hangkante der nächst tieferen Terrasse erschließt Bohrung B 9 mit über 6 m die größte Auffüllmächtigkeit des Bebauungsgebiets. Die Auffüllmächtigkeiten nehmen nach Westen auf etwa 3,5 m in Bohrung B 10 ab. Nach Norden nehmen die durchschnittlichen Terrassenhöhen und damit die Mächtigkeiten der Auffüllungen insgesamt ab. Sie erreichen aber immer noch Höhen von über 2 m. In der Umgebung bestehender Baulichkeiten (Osten) liegen die Auffüllmächtigkeiten mit über 3 m noch höher. Vor dem Auftragen der künstlichen Auffüllung ist seinerzeit der Oberboden entfernt worden. Dies ist ein deutlicher Hinweis auf einen orientierten, erdbautechnisch sinnvollen Einbau der damaligen Auffüllungen.

Die Auffüllungen werden von einer Verwitterungsdecke aus **Lösslehm, Lias-Verwitterungston und Hanglehm** bzw. **Wanderschutt** unterlagert. Sie werden auch als **Quartäre Deckschichten** bezeichnet. Hierbei verzahnen der Lias-Verwitterungston und der Hanglehm bzw. Hangschutt miteinander, während der Lösslehm darüber liegt. Örtlich gehen Steinlagen aus herauswitternden Hartgesteinsbänken des Anstehenden in Hangschutt über. Eine stratigraphische Parallelisierung ist selbst auf geringe Entfernungen aufgrund der kleinräumigen Wechselhaftigkeit der quartären Deckschichten nicht möglich.

Als oberstes und jüngstes Schichtglied ist der **Lösslehm** zu nennen. Dieser tritt nur lokal auf und zwar in den Bohrungen B 1, B 8 sowie den Schürfen S 15 und S 17. An anderer Stelle ist er nicht abgelagert oder durch die Auffüllung ersetzt. Der Lösslehm ist ein Verwitterungsprodukt des **Lösses**. Beim Löss handelt es sich um ein vom Wind verfrachtetes, sehr gleichförmiges Sediment. Die Kornverteilung liegt im schluffig-feinsandigen Bereich. Rund 90% der Körner haben eine Größe zwischen 0,02 und 0,1 mm. Die Ungleichförmigkeitsziffer liegt erfahrungsgemäß bei  $U = 2,5$ . Die einzelnen Körner sind durch Kalk miteinander verkittet. Der Löss ist im Bereich des Baugrundstücks vollständig zu Lösslehm verwittert. Durch die Verwitterung wird der Kalk gelöst und abtransportiert. Dabei geht die durch Verkittung hervorgerufene Bindung verloren. Durch die Verwitterung des im Löss enthaltenen Feldspatanteils erhöht sich der feinkörnige Anteil, und es wird eine höhere Bindigkeit hervorgerufen. Der Lösslehm verfügt über steife bis halbfeste Konsistenzen. Er ist gem. DIN 18 196 (Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE) als mittel- bis leichtplastischer Ton (TL- bis TM-Böden) einzustufen.

Unter den Auffüllungen bzw. dem Lösslehm folgen die bindigen Böden des umgelagerten Lias-Verwitterungstons, bei zunehmendem Steinanteil des Hanglehms liegt ein Hanglehm vor. Nehmen

der Steingehalt und die Kantenlängen der Steinkomponenten weiter zu, handelt es sich um Wanderschutt.

Der tonig-schluffige, lagenweise schwach feinsandige und umgelagerte **Lias-Verwitterungston** geht durch Verwitterung aus den Tonsteinen des liegenden Lias hervor. Der Verwitterungston weist überwiegend steife und halb feste Zustandsformen auf. Die hellbeigen Farben gehen mit zunehmender Tiefe in hellgraufleckige Töne über. Im Hangenden ist der Ton umgelagert und entschichtet. Der untere Teil des Profils ist hingegen noch undeutlich geschichtet. Beim Lias-Verwitterungston handelt es sich nach der DIN 18 196 (Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE) um mittel- bis ausgeprägt plastische Töne (TM- bis TA-Böden). Der Lias-Verwitterungston ist durch seine Steinfreiheit gekennzeichnet.

Mit zunehmendem Steinanteil geht der Lias-Verwitterungston in den **Hanglehm** über. Die Steinkomponente besteht aus Sandstein- und Kalksteinbrocken des Lias  $\alpha$ . Die Kantenlängen liegen im Wesentlichen unterhalb eines Dezimeters; der bindige Anteil überwiegt und besteht aus Verwitterungstonen des Lias. Die Konsistenzen der bindigen Grundmasse liegen im steifen und halbfesten Bereich. Der Steinanteil reicht nicht aus um ein Korngerüst aufzubauen. Daher sind die bodenmechanischen Eigenschaften der bindigen Grundmasse maßgeblich.

Eine weitere Zunahme der Steinkomponente weist die Ablagerungen als **Hangschutt** aus. Hierbei setzt sich der Steinanteil im höheren Teil des Baugebiets aus Kalk- und Sandsteinbrocken des Lias  $\alpha$  zusammen. Lagenweise verfügt der Steinanteil über Kornkontakt, so dass ein Steingerüst vorliegt. Dieses ist nach dem Eindringwiderstand beim Bohren und beim Lösen mit dem Bagger als mitteldicht einzuschätzen. Im tieferen Teil des Bebauungsgebiets, unterhalb eines Niveaus von etwa 356 m ü. NN setzt sich der Wanderschutt im Wesentlichen aus grobbrockigem Steinschutt zusammen. Dort können Kantenlängen von mehreren Dezimetern überwiegen. Einzelne Steine weisen Kantenlängen von über 1 m auf. Die Steine bestehen dann aus harten Kalksteinen der Pilonotenbank (Lias  $\alpha$ ) und ebenfalls harten Sandsteinen (Rätsandsteinen) des Oberen Keupers.

Die Schichtung innerhalb der Quartären Deckschichten und ihre Unterkante sind etwa hangparallel zur natürlichen Geländeoberfläche angelegt. Aufgrund der Größe des Untersuchungsgebiets und wechselnder Hangneigungen sind Mächtigkeitsschwankungen innerhalb der Deckschichten vorhanden. Örtlich sind die Deckschichten teilweise ausgeräumt und durch künstliche Auffüllungen ersetzt.



Das Anstehende wird von einer Wechselfolge aus Tonsteinen gebildet, denen unterschiedlich starke Kalkstein- und Sandsteinbänke zwischengeschaltet sind. Im Hangenden besteht der Schichtkomplex aus Ton-, Kalk- und Sandsteinen des **Lias  $\alpha$  (Angulatenschichten und Pilonotenschichten)**. Darunter setzt sich die Schichtenfolge mit Sand- und Tonsteinen des **Oberen Keupers (Rät)** und Tonsteinen des **Mittleren Keupers (Knollenmergel)** fort.

Der Lias-Verwitterungston geht in der Regel ohne deutliche Grenze in angewitterte Tonsteine des **Lias  $\alpha$**  über. Der Grenzbereich wird dort festgelegt, wo das Material Festgesteinscharakter besitzt, jedoch noch deutliche Verwitterungseinflüsse auftreten. Der höhere Profilanteil des Anstehenden ist den **Angulatenschichten (Lias  $\alpha$  2)** zuzuordnen. Tiefere Teile gehören stratigraphisch in die **Pilonotenschichten (Lias  $\alpha$  1)**.

Die hangenden **Angulatenschichten** setzen sich aus einer Wechselfolge von Ton- und Sandsteinen zusammen, wobei vereinzelt auch dünne Sand- und Kalksteinbänke vorkommen können. Die Tonsteine sind bis in tiefe Lagen verwittert und z. T. plastifiziert. In größerer Tiefe anstehende Tonsteine sind zwar deutlich geschichtet und weisen halb feste bis feste Konsistenzen auf. Ein ausgesprochenen Festgesteinscharakter ist in der erbohrten Tonsteinabfolge nicht vorhanden. Die Sandsteine sind hart und in Oberflächennähe grobblockig zerlegt. Harte kompakte Bänke wurden innerhalb der Angulatenschichten nicht erbohrt. Die Sandsteine der Angulatenschichten können erfahrungsgemäß Schichtdicken von mehreren Dezimetern bis zu über einem Meter erreichen. Tatsächlich wurden durch die Bohrungen Bankstärken von nur wenigen Dezimetern erbohrt.

Unter den Angulatenschichten liegende **Pilonotenschichten (Lias  $\alpha$  1)** setzen sich aus einer recht eintönigen Tonsteinfolge zusammen. Auch bei diesen reicht die Verwitterung in große Tiefen. Feste, kompakte Tonsteine wurden selbst bei Bohrendtiefen von 12 m nicht erbohrt. Die Schichtenfolge des Lias  $\alpha$  1 schließt basal mit einer etwa 0,4 bis 0,6 m mächtigen Kalksteinbank, der sog. **Pilonotbank** ab. Sie ist in der Regel durch eine dünne Tonlage zweigeteilt. Die Kalksteine sind hart, grauschwarz und kompakt. Die Klüftung ist weitständig (Entfernung der Klüfte zu einander). Die Pilonotbank bildet die Untergrenze des Lias.

Darunter stehen die Schichten des Keupers an. Sie setzen sich aus sandigen Tonen und unterschiedlich mächtigen Sandsteinen des **Räts (Oberkeuper)** fort. Die Tonsteine sind in Oberflächennähe verwittert und plastifiziert. Dort weisen sie steife bis halb feste Konsistenzen auf. Ähnlich den Lias-Tons-

teinen sind die Rättonsteine auch in tiefer Lage noch deutlich angewittert und plastifiziert, so dass keine festen oder harten Tonsteine vorliegen. Die Rät sandsteine sind zwischen 1,5 und 2,5 m mächtig, fest und hart, so dass sie in den Bohrungen B 4 und B 5 nur noch im Rotationskernverfahren mit Luftspülung zu durchhörern waren. In Oberflächennähe nimmt die Klüftung zu und die Klüftständigkeit ab. Die Sandsteinbänke lösten sich in einen grobblockigen Wanderschutt auf, dessen Komponenten dann relativ große Kantenlängen (z. T. > 1 m) aufweisen. Der Übergang zwischen anstehenden, im Verband befindlichen Sandsteinlagen und grobem Wanderschutt ist fließend.

Das Rät wird von halbfesten bis festen Tonsteinen des **Knollenmergels** unterlagert. Die Tonsteine sind im oberen Teil des Profils stärker verwittert und undeutlich geschichtet. Sie verfügen über halb feste bis feste Zustandsformen. Nach unten nimmt ihr Verwitterungsgrad ab. Eine Schichtung ist dennoch nicht erkennbar. Die gewöhnlich ziegelrot- und violettfarbigen Tonsteine sind in Oberflächennähe hellgelb entfärbt. In größerer Tiefe herrschen ziegelrote und violettrote Farben vor. Die Tonsteine sind deutlich hellgrau und gelbweiß marmoriert. Diese Entfärbungsschlieren sind auf temporäres Vorhandensein von Schicht- und Sickerwasser zurückzuführen. Sie deuten auf fossile Bewegungsbahnen (ehem. Rutschhorizonte) hin.

Der Knollenmergel ist in Württemberg als äußerst rutschgefährdete Schicht bekannt. Bei Wasserzutritt verlieren die Tonsteine relativ schnell ihre Strukturfestigkeit. Die zu Ton verwitterten Tonsteine schrumpfen beim Austrocknen stark, so dass sich breite Trockenrisse bilden können. Bei Wasserzutritt quellen die Tone stark. Dies führt zu Hanginstabilitäten und häufig zu Rutschungen. Insbesondere rutscht die Verwitterungsdecke über dem Knollenmergel ab. Deshalb erfordern Bauten im Knollenmergelgebiet besondere Gründungs- und Baumaßnahmen.

Die Rutschungen dehnen sich häufig hangaufwärts bis in die hangenden Schichten des Lias  $\alpha$  1 aus. Diese rutschen über dem als Gleithorizont wirkenden Knollenmergel ab. Aus diesem Grund finden sich gelegentlich im Verband abgerutschte Schollen von Lias  $\alpha$  auf dem stratigraphisch tieferliegenden Knollenmergel.

Bei starken Veränderungen des Hanggleichgewichts durch Aushub und Auffüllungen kommen die Verwitterungsablagerungen in Bewegung und rutschen ab. Dieser Vorgang wird durch zutretendes Hang-, Sicker- oder Tagwasser begünstigt.

Die stratigraphisch und bautechnisch wichtige Schichtgrenze zwischen dem hangenden Lias und dem liegenden Keuper ist aufgrund der Hangsituation schwach nach Norden geneigt. Hinzu kommt eine nach Osten gerichtete Neigung, die an den Schichtgrenzen in den Bohrungen B 4 von etwas über 360 m ü. NN, über 359 m ü. NN in Bohrung B 5 auf 357 m ü. NN im Osten (B 3) einfällt.

Im übrigen wird auf die Schichtenverzeichnisse (Anlage 3) und die geologischen Profilschnitte (Anlage 4) verwiesen.

### **3 Hydrogeologische Verhältnisse, Wasserdurchlässigkeiten, bauliche Folgerungen**

#### **3.1 Hydrogeologische Verhältnisse**

Wie der Zusammenstellung der Bohrergebnisse entnommen werden kann, sind auch die hydrogeologischen Verhältnisse nicht ganz einheitlich. Die überwiegende Anzahl der Bohrungen blieb trocken. In den Bohrungen B 1, B 3 bis B 6 wurden nach Abschluss der Bohrarbeiten Wasserstände festgestellt.

In den Bohrungen B 1, B 4 und B 5 konnten während der Bohrarbeiten keine Wasserzutritte lokalisiert werden. Für Bohrung B 1 ist nicht ganz auszuschließen, dass das nach den Bohrarbeiten im Bohrloch befindliche Wasser aus der oberflächlichen Schottertragschicht ins Bohrloch zulief und so Wasserverhältnisse vorspiegelte, die nicht realistisch sind. Hierfür spricht auch die bis zur Bohrlochsohle überwiegend bindige und sehr gering durchlässige Schichtenfolge. In den übrigen wasserführenden Bohrungen (B 4 und B 5) sind zwar auch keine erkennbaren Wasserzutritte festgestellt worden, dennoch kann innerhalb der Felsbänke an der Grenze Lias/Keuper eine temporäre Wasserführung unterstellt werden. Dort zirkuliert das Wasser auf Schicht- und Kluftflächen der Psilonotenbank und des Rätsandsteins. Die zirkulierenden Wassermengen sind in der Regel sehr gering, da das die Felsbänke umgebende Schichtpaket aus plastifizierten Tonsteinen sehr gering durchlässig ist und somit der Wasseraustausch stark eingeschränkt ist. Einen Aufschluss über die in den offenen Bohrlochern gemessenen Grundwasserstände gibt die nachfolgende Tabelle 1.

	B 1	B 3	B 4	B 5	B 6
Ansatzhöhe [ca. m ü. NN]	353,46	364,88	368,88	367,91	379,85
Wasserzutritt [m u. GOK]	--	4,7	--	--	6,7
Wasserzutritt [m ü. NN]	--	360,18	--	--	373,15
Wasserzutritt [m u. GOK]	--	6,3 / 7,2	--	--	7,0
Wasserzutritt [m ü. NN]	--	258,58 / 357,68	--	--	372,85
Wasserstand [m unter GOK]	8,72	8,00	7,95	11,08	9,42
Wasserstand [m ü. NN]	344,74	356,88	360,93	356,83	370,43
Bohrlochsohle [m ü. NN]	343,46	354,88	357,38	355,91	369,85

**Tab. 1:** Wasserstände in den offenen Bohrlöchern.

Nach den Erkundungsergebnissen liegen alle erbohrten Wasserzutritte deutlich unter den künftigen Baugrubensohlen in der Umgebung der Bohrungen. Dennoch ist nicht auszuschließen, dass im Zuge der Bauarbeiten insbesondere im Ausstrichbereich der Lias/Keuper-Grenze schwache Wasserzutritte angeschnitten werden. Diese sind dann zu fassen und geordnet abzuleiten.

Auch die Mehrzahl der Schürfe blieb trocken. Wasserzutritte wurden nur in den Schürfruben S 6, S 9 und S 10 angetroffen. In Schurf S 6 beispielsweise lief das Wasser erst nach einer Wartezeit von mehreren Stunden zu. Die zugetretene Wassermenge war dort ausgesprochen gering. Sie reichte gerade aus, um die Schürfrubensohle wenige Zentimeter hoch zu bedecken.

Auffällig sind hingegen die erheblichen Wasserzutritte in den Schürfen S 9 und S 10. Dort traten Wassermengen zu, die mit dem Baggerlöffel nicht mehr schnell genug bzw. sinnvoll aus dem Schurf gefördert werden konnten. Diese Wasserzutritte werden als isolierte Wasservorkommen gedeutet, die auf einen von bindigem Material umgebenden wassergesättigten Porenraum begrenzt sind (ein sog. "Wassersack"). Ein Wasseraustausch findet aufgrund der umgebenden bindigen Böden und ihrer sehr geringen Wasserdurchlässigkeiten nur eingeschränkt statt. Beim Anschneiden solcher Lagen laufen die Wasservorkommen in der Regel rasch leer und versiegen dann.

Die übrigen Schürfe blieben selbst nach einer Wartezeit von etwa 1 Tag trocken. Demnach werden die vorgefundenen Wasserzutritte als Stau-, Sicker- und Schichtwasser interpretiert. Nach den Erkundungsergebnissen ist mit Grundwasser im Sinne der DIN 4049 (... unterirdisches Wasser, das die Hohlräume der Erdkruste zusammenhängend ausfüllt und dessen Bewegung ausschließlich oder nahezu ausschließlich von der Schwerkraft und den durch die Bewegung selbst ausgelösten Reibungskräften bestimmt wird) nicht zu rechnen. Dagegen sprechen auch die topographische Position und die geologischen Situation.

### 3.2 Wasserdurchlässigkeiten und Versickerungsfähigkeiten der Böden

Die im Bebauungsgebiet oberflächennah verbreiteten Böden (Lösslehm, Hanglehm, Lias-Verwitterungston) verfügen über keine nennenswerte Porosität oder zusammenhängendes Porenvolumen. Auch die darunter anstehenden Tonsteine weisen ähnliche Eigenschaften auf. Innerhalb des Hangschutts ist zwar ein zusammenhängendes Porenvolumen vorhanden; dennoch wird seine Durchlässigkeit im Wesentlichen durch die hangenden und liegenden bindigen, sehr gering wasserdurchlässigen Böden bestimmt.

Die Wasserdurchlässigkeiten der bindigen Schichten (Lösslehm, Hanglehm, Lias-Verwitterungston, Tonsteine des Lias und Keupers) werden aus der Erfahrung mit etwa  $k_f = 1 \cdot 10^{-10}$  bis  $1 \cdot 10^{-8}$  m/s abgeschätzt. Eine etwas höhere, aber dennoch sehr geringe Durchlässigkeit besitzen der Wanderschutt und die klüftigen Kalk- und Sandsteine des Lias und des Keupers. Sie liegen in einer Größenordnung von etwa  $k_f = 1 \cdot 10^{-8}$  bis  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s. Dennoch ist dort nur ein geringer Grundwasserumsatz vorhanden, da die Wasserzirkulation zum Hangenden und Liegenden durch bindige Böden stark herabgesetzt ist.

Durch die sehr geringen Wasserdurchlässigkeiten der im Baugebiet anstehenden Böden wird auch die Versickerungsmöglichkeit erheblich eingeschränkt. Bei den vorliegenden Wasserdurchlässigkeiten der Böden wird eine Versickerung nennenswerter Wassermengen (z. B. Regenwasser) als kaum möglich angesehen.

Es wird darauf hingewiesen, dass einer Versickerung von Wasser insbesondere aus ingenieurgeologischer Sicht nicht zugestimmt werden kann. Tiefere Teile des Bebauungsgebiets liegen im Ausstrich-

bereich des rutschgefährdeten Knollenmergels. Zur Vermeidung von Hangrutschungen und insbesondere Hanginstabilitäten ist eine unkontrollierte Bewässerung des Bodens auch oberhalb des Knollenmergelausstrichs zu vermeiden. Sofern Rückhalteeinrichtungen zu erstellen sind, sind diese mit einem dichten Boden zu versehen und das darin anfallende Wasser zeitverzögert dem Kanal zuzuführen. Ein offener wasserdurchlässiger Boden wird auch in Wassergerinnen nicht zugelassen.

Auch aufgrund der Hangsituation sollte auf eine Wasserversickerung verzichtet werden, da durch Wasserwegsamkeiten in Hangrichtung nicht ausgeschlossen werden kann, dass Unterlieger nachteilig beeinflusst werden.

### 3.3 Dränung und Abdichtung von Bauwerken

Durch die Hanglage, die Lage der talseitigen Bodenplatten auf oder über der vorhandenen Geländeoberfläche und das Fehlen von Grundwasser in einer für die Baukörper relevanten Tiefe kann aus gutachterlicher Sicht auf Maßnahmen gegen drückendes Wasser verzichtet werden. Abdichtende Maßnahmen gegen drückendes Wasser sind auch nicht sinnvoll, da aufgrund der Hangsituation Drainagen zwingend notwendig sind, um in den Arbeitsräumen anfallendes Schicht- und Sickerwasser geordnet zu fassen und schadlos für die Unterlieger abzuleiten.

Aus diesem Grund sind um die Bauwerke Ringdrainagen auszubilden und an eine Vorflut (Kanal) anzuschließen. Die Ringdrainagen sind mit einer ca. 0,3 m mächtigen Kiesschicht zu überschütten und mit einem Vlies abzudecken. Zur Abdichtung gegen Niederschlagswasser sind die Arbeitsräume bis zur Geländeoberkante lagenweise mit bindigem Material aufzufüllen und optimal zu verdichten. An den Außenwänden ist die Anordnung von Vertikaldrainagen in Form von z. B. geotextilen Verbundelementen o. Ä. vorzusehen.

Unter den UG-Fußböden ist eine mindestens 0,15 m mächtige kapillarbrechende Filterkies- oder -schotterschicht einzubringen und durch Dränrohre mit der Ringdrainage hydraulisch zu verbinden. Ebenso ist mit allseitig von Fundamenten umgebenen Filterkiesfeldern zu verfahren. Eine ausreichende Anzahl von Kontroll- und Reinigungsschächten ist vorzusehen. Um ein Verschlammen der Filterkiesschicht zu vermeiden, ist vor dem Einbau auf dem Planum ein Trennvlies auszulegen. Unter die Filterkiesschicht reichende Bauteile, wie z.B. Aufzugunterfahrten, sind wasserdicht und auftriebsicher zu bemessen.

Der Planung und Bemessung der Drän- und Abdichtungsmaßnahmen sind die DIN 4095 (Dränung erdberührter Bauteile) und die DIN 18195, Teil 4 (Bauwerksabdichtungen; Abdichtungen gegen Bodenfeuchtigkeit) zugrunde zu legen.

Die Planung und insbesondere Ausführung der Dränmaßnahmen ist im Ausstrichbereich des Knollenmergels besonders sorgfältig auszuführen.

## **4 Baugebieterschließung**

### **4.1 Herstellung und Verfüllung von Arbeitsräumen für den Leitungsbau**

Grundsätzlich ist vorgesehen, den im Bebauungsgebiet anfallenden Bodenaushub wieder vor Ort einzubauen. Beim Aushub für die Herstellung der Leitungsgräben fallen überwiegend künstliche Auffüllungen und Quartäre Deckschichten an. Wie in Abschnitt 2 beschrieben, handelt es sich hierbei um überwiegend bindige Böden mit wechselnden Steinanteilen. Nach der ZTVA-StB 97, Abschnitt 4.3.2 sind diese Böden hinsichtlich ihrer Verdichtbarkeit mehrheitlich der Klasse V 3 (bindige, feinkörnige Böden) zuzuordnen. Sie können nur unter optimalen Wassergehalten setzungsfrei eingebaut werden. Die vorgefundenen natürlichen Wassergehalte der Böden insbesondere der weichen, z. T. organisch beeinflussten Auffüllungen und der steifen Löss- und Hanglehms sowie des Lias-Verwitterungstons würden beim Wiedereinbau eine Verwendung von Stabilisierungsmitteln erforderlich machen. Zudem ist der Bodeneinbau bindiger Böden wegen der Wasserempfindlichkeit des Materials in hohem Maße witterungsabhängig. Der Hangschutt eignet sich aufgrund der darin auftretenden z. T. erheblichen Kantenlängen nicht zum Wiedereinbau.

Aus diesem Grund sind für die Wiederverfüllungen Stabilisierungsmaßnahmen vorzusehen. Sollen Wanderschuttlagen mit für die Verfüllung verwendet werden, ist der Steinanteil  $> 0,1$  m auszusortieren. Der separierte Steinanteil kann gebrochen und als Schotter wieder verwendet werden. Für die Wiederverfüllung der Arbeitsräume ist nach Abschätzung der anfallenden Aushubmasse zu überlegen, inwieweit die Verwendung von Austauschmaterial, z. B. Schotter, wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt. Gegebenenfalls ist die für die Arbeitsräume geforderte Verdichtung über Schotterzugabe (Sandwichbauweise) zu erzielen. Die hierzu erforderlichen Maßnahmen sollten mit in die Ausschreibung aufgenommen werden. Sie sind bei der Ausführung fallweise mit dem Auftraggeber abzustimmen.

Die an den Kanalgrabensohlen bereichsweise zu erwartenden verwitterten, bindigen Böden bieten eine hinreichende Bettung für die einzubringenden Medien- und Kanalrohre. Voraussetzung ist allerdings ein schonender Umgang mit der Bettungssohle. Auf die Wasserempfindlichkeit bindiger Böden wird hingewiesen. Abweichend hiervon ist im Bereich der aufgeweichten künstlichen Auffüllungen und im Wanderschutt ein Bodenaustausch zur Bettung der Kanalrohre einzuplanen. Bei Letzterem ist dies zur Vermeidung punkt- oder linienförmiger Rohrbettung beim Antreffen harter steiniger Lagen oder aufgelöster Felsbänke erforderlich.

Die Kanalgräben erreichen in der Regel Tiefen, die Arbeiten ohne Baugrubensicherung nicht mehr erlauben. Aus Gründen der Arbeitssicherheit sind den Aushubtiefen angepasste Verbaumaßnahmen (Kringsverbau, Verbauplatten im aussteifenden Rahmen) vorzusehen. Insbesondere in Ausstrichbereich des rutschgefährdeten Knollenmergels sind bei der Herstellung der Kanalarbeitsräume möglichst kurze Abschlagslängen zu bevorzugen. Die Arbeitsräume sind nach dem Einlegen der Medienleitungen umgehend lagenweise und kraftschlüssig zu verfüllen. Längere Arbeitspausen mit offenen Kanalgräben sind zu vermeiden.

#### **4.2 Herstellung von Dammanschüttungen ("Lärmschutzwall")**

Im Bebauungsgebiet sind zur Nivellierung der Höhenunterschiede und zur Herstellung des Lärmschutzwalls umfangreiche Geländeanschüttungen erforderlich. Diese sind im nördlichen Teil des Baugebiets, entlang der Breslauer Straße, im dort zu errichtenden Lärmschutzwall geplant. Die Auffüllhöhen betragen i. M. 4 bis 5 m. Diese Auffüllungen sollen gegen eine noch zu erstellende Stützwand geschüttet werden, die entlang der Breslauer Straße verlaufen wird. Nach den vorliegenden Gebäudeplänen werden Geländeanschüttungen örtlich auch unter den Bodenplatten der Gebäude zur Auflage der Bodenplatten notwendig.

Die Planung geht von einem erdgeschütteten Damm aus. Für die Ausführung und Planung sind die Zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau (ZTVE) maßgeblich.

Zur Vorbereitung der Dammaufstandsfläche sind sowohl humoser Boden als auch evtl. vorkommende weiche oder nicht tragfähige Lagen vollständig auszuräumen. Aufgrund der Hangsituation ist das



Planum abzutreten. Das beim Aushub im Baugebiet anfallende Bodenmaterial (Lösslehm, Hanglehm, Lias-Verwitterungston) ist zum Wiedereinbau im geplanten Damm grundsätzlich geeignet (vgl. Abschnitt 4.1). Allerdings können die bindige Böden nur unter Einhaltung optimaler Wassergehalte setzungsfrei eingebaut werden. Die vorgefundenen natürlichen Wassergehalte der Böden werden beim Wiedereinbau die Verwendung von Stabilisierungsmitteln erforderlich machen. Dabei ist zu beachten, dass der Bodeneinbau wegen der Wasserempfindlichkeit des Bodens in hohem Maße witterungsabhängig ist. Aufgrund der großen geplanten Schütthöhen ist zu beachten, dass selbst bei einer optimalen Verdichtung des eingebauten Bodens mit Oberflächensetzungen in einer Größenordnung von 0,2 bis 1,0% der Schütthöhe zu rechnen ist.

Für die Herstellung des Stützwandfundaments sind künstliche Auffüllungen oder aufgeweichte, nicht tragfähige Lagen zu entfernen. Das Gelände ist deutlich nach Nordosten geneigt, so dass die Fundamentaufstandsflächen abzutreten sind. Für die Lastabtragung eignen sich die natürlich anstehenden Bodenarten. Diese dürfen mit einer Sohlspannung von  $250 \text{ kN/m}^2$  (charakteristisch) belastet werden. Für die erdstatistische Bemessung sind die in Abschnitt 6, Tab. 2 genannten bodenmechanischen Kennwerte anzusetzen. Zum Abbau von Wasserdrücken sind erdseitig Drainagen (Vertikaldrainage, Längsdrainage) anzuordnen. Das Drainwasser ist zu fassen und geordnet dem Kanal zuzuleiten. Es ist zur Vermeidung von Setzungen oder Rutschungen infolge Vernässung darauf zu achten, dass Dränwässer nicht versickern.

Die Planung geht derzeit von einer aus Einkornbeton und Natursteinblöcken bestehenden Stützwand aus. Von gutachterlicher Seite wird bezweifelt, dass die großen Schütthöhen dauerhaft verformungsarm von einer derartigen Konstruktion aufgenommen werden können. Aus bautechnischer Sicht wird bei den geforderten Ansprüchen an die Dauerhaftigkeit der Stützwand eher eine Schwergewichts- oder Winkelstützwand zur Ausführung kommen.

### 4.3 Anlage der Verkehrsflächen

Der Planung und Ausführung der Verkehrsflächen sind die "Zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau" (ZTVE) zugrunde zu legen. Auf steifen bis halbfesten Böden, wie sie mehrheitlich im Bebauungsgebiet an der Geländeoberfläche zu erwarten sind, können Verdichtungswerte in der Größenordnung von etwa  $E_{v,2} = 5$  bis  $15 \text{ MN/m}^2$  erreicht

werden. In weichen Auffüllungen (Schlick/Auenlehm) sind geringere Werte zu erwarten. Gemäß ZTVE wird auf dem Untergrund ein  $E_{V2}$ -Wert von mindestens  $45 \text{ MN/m}^2$  gefordert, so dass zum Erreichen der notwendigen Verdichtungswerte auf dem Untergrund ein Bodenaustausch oder Stabilisierungsmaßnahmen erforderlich werden (vgl. hierzu Abschnitt 4.1).

Diese Maßnahmen werden auch im Hinblick auf die Frostsicherheit erforderlich. Die bindigen Böden sind der Frostempfindlichkeitsklasse F 3 zuzuordnen. Abhängig von der Bauklasse der Verkehrsflächen sind unterschiedliche Schichtdicken des frostsicheren Oberbaus erforderlich. Hierbei sind Schichtdicken von mindestens 0,5 bis 0,6 m einzuplanen.

#### **4.4 Herstellung des Regenrückhaltebeckens**

Im Nordosten ist auf der fertiggestellten etwa 5 m hohen Auffüllung die Anlage eines Regenrückhaltebeckens vorgesehen. Um dauerhaft ein unkontrolliertes Versickern von Wasser aus dem Becken in den Untergrund und den Aufbau eines Wasserdrucks hinter der dort vorgesehenen Stützwand zu verhindern, muss die Beckensohle zwingend wasserdicht ausgebildet werden. Dies kann aus gutachterlicher Sicht nur durch ein wasserdichtes Bauwerk erreicht werden. Deswegen ist das Rückhaltebecken samt Drosselbauwerk, Zu- und Ableitungen als betoniertes, wasserundurchlässiges Bauwerk auszubilden.

### **5 Gründungsmaßnahmen für die Wohnbebauung**

#### **5.1 Gebäudegründung Mehrfamilienhäuser 1 bis 3**

Nach den vorliegenden Planunterlagen und Ergebnissen der Baugrunduntersuchung kommt die Bauwerksohle des Hauses 1 wenige Dezimeter unter dem Niveau des dort angelegten Kleinsportfelds zu liegen. Bergseitig schneidet sie noch in den dort vorhandenen Hang ein. Bei den talseitig liegenden Häusern 2 und 3 sind die Einbindungen ähnlich, wobei dort die Bodenplatten teils über der vorhandenen Geländeoberfläche liegen.

Aufgrund der unterschiedlichen Kompressibilität der künstlichen Auffüllung kommt eine Mischgründung innerhalb der bergseitig anstehenden Quartären Deckschichten und talseitig angeordneten

künstlichen Auffüllungen wegen der zu erwartenden Setzungsdifferenzen nicht infrage. Vielmehr sind die Bauwerks- und Verkehrslasten auf die steifen und halbfesten Quartären Deckschichten durchzugründen.

Dies kann beispielsweise über eine mit Magerbetonplomben vertiefte Flachgründung erfolgen. Aufgrund der zu erwartenden Gründungstiefen von bis zu etwa 6 m sind zur Herstellung der Magerbetonplomben sog. Brunnengründungen vorzusehen. Hierbei wird der Aushub für den Gründungskörper mittels eines Rundgreifers bis auf die steifen bis halbfesten Quartären Deckschichten herausgenommen. Durch den kreisförmigen Aushubquerschnitt und damit aktivierten Gewölbewirkung wird eine höhere Standfestigkeit des Fundamentlochs erreicht. Dennoch werden die weichen Auffüllungen voraussichtlich nicht durchgängig standsicher sein, so dass eine Verrohrung mitzuführen ist. Im Schutze der Verrohrung wird bis zur Endteufe ausgehoben und im Zuge des Betoniervorgangs die Verrohrung wieder gezogen. Die Brunnenaufstandsfläche muss vollflächig ins tragfähige Gründungssubstrat (Quartäre Deckschichten) einbinden. Bei der Bemessung der Gründung ist für die Quartären Deckschichten von einer Bodenpressung von  $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$  (charakteristisch) auszugehen. Notwendige Fundamentabtreppungen dürfen unter  $30^\circ$  vorgenommen werden. Auf eine frostsichere Gründung der Tiefgaragenzufahrt ist zu achten.

Als eine weitere mögliche Gründungsvariante wird die Lastabtragung über Großbohrpfähle gesehen. Für die Bemessung der Bohrpfähle ist sowohl für die quartären Deckschichten als auch für die verwitterten und plastifizierten Tonsteine des Lias und des Keupers von einer zulässigen Pfahlfußkraft von  $\sigma_s = 1,0 \text{ MN/m}^2$  (charakteristisch) auszugehen (Bruchwert =  $2 \text{ MN/m}^2$ ). In den Quartären Deckschichten, dem Lias und Keuper darf für die Mantelreibung zudem ein Wert von  $\tau_m = 120 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden. Die Pfahllängen ergeben sich aus der Einbindung in die tragfähigen Schichten, wobei die künstliche Auffüllung für die Lastabtragung nicht angesetzt werden darf. Die genannten Werte für Mantelreibung und Spitzendruck gelten bei Pfahlachsabständen von mindestens  $2,5 d$  ( $d$  = Pfahlachsabstand). Ebenso wie die Brunnen sind auch die Pfahlbohrungen, bedingt durch das wenig standfeste Material, verrohrt auszuführen.

In den Baugrund einbindende Bauteile (Untergeschosse) sind zur Aufnahme des Erddrucks und der Hangbewegungen biegesteif auszubilden. Außen- und durchgehende Innenwände sind biegesteif herzustellen. Um Gebäudeschäden infolge unterschiedlicher Einbindetiefen und daraus resultierender Setzungsdifferenzen zu vermeiden, sind die Stahlbetonwände mit den Decken und den armierten

Fußböden biegesteif zu verbinden. Die Fundamente sind zu bewehren und mit Ringankern zu versehen. Unter den Wänden, die durch große Öffnungen durchbrochen sind, sind zur Aussteifung bewehrte Fundamentriegel vorzusehen.

## 5.2 Gebäudegründung Reihenhäuser

Den Planunterlagen zufolge schneidet die Reihenhausbauung der höchsten Reihenhauszeile mit ihren bergseitigen Gebäudekanten in die Auffüllung der Danziger Straße ein. Talseitig liegen die Gebäudesohlen auf einem Niveau von voraussichtlich etwa 376,5 m ü. NN. Sie liegen damit vor allem im östlichen und westlichen Bereich der Reihenhauszeile über dem vorhandenen Geländeniveau von etwas über 375,5 m ü. NN. Auch die tiefste Reihenhauszeile liegt mit ihren Gebäudesohlen von voraussichtlich 363,5 m ü. NN mit großen Teilen ihrer Grundfläche über der vorhandenen Geländeoberfläche.

Unter der Berücksichtigung der recht großen Auffüllmächtigkeiten, auf der die Danziger Straße liegt und in dessen Terrasse die höchste Reihenhausbauung einschneidet, ist davon auszugehen, dass große Teile der Gründung in die Auffüllung eingreifen. Hinzu kommt, dass die Höhendifferenz bis zur Bodenplatte mit definiert angelegten Auffüllungen erforderlich werden. Diese werden auch zur Geländemodellierung aufgetragen. Zur Herstellung der Auffüllungen wird auf Abschnitt 4.2 verwiesen. Dies trifft auch für die am tiefsten gelegene Reihenhauszeile zu.

Zur Gebäudegründung wird eine "vertiefte Flachgründung" vorgeschlagen. Diese sollte in Bereichen, in denen der natürlich verbreitete ("gewachsene") Boden angetroffen wird, über bewehrte Streifenfundamente vorgenommen werden. In Bereichen, in denen künstliche Auffüllungen anstehen, ist diese zu durchhörtern. Dies wird in einem gewissen Umfang mit vertieften Magerbetonplomben unter Verwendung üblicher Mobilbagger möglich sein. Dort wo die Auffüllungen tiefer als etwa 3,5 m unter das Planum abtauchen, kann auch eine Brunnengründung erforderlich werden.

Für die Quartären Deckschichten ist bei der Bemessung der Fundamentbreiten von einer Bodenpressung von  $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$  (charakteristisch) auszugehen. Dieser Wert gilt für Fundamente mit lotrechtem und mittigem Lastangriff. Bei außermittigem Lastangriff ist die Fundamentfläche auf eine Teilfläche  $A'$  zu verkleinern, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Die Bodenpressung ist

dann auf die reduzierte Fläche zu beziehen. Bei der Ermittlung der Bauwerkslasten kann die Masse der vertieften Fundamente vernachlässigt werden, da es sich um einen Bodenaustausch handelt.

Werden an den Fundamentsohlen künstliche Auffüllungen oder aufgeweichte, nicht tragfähige Lagen angetroffen, sind die Fundamente entsprechend zu vertiefen. Die erforderlichen Mehrtiefen sind mit Magerbeton aufzufüllen. Die vertieften Fundamentgräben sind erfahrungsgemäß nur kurzfristig standsicher. Daher ist der zur Tiefergründung erforderliche Magerbeton unmittelbar nach dem Aushub einzubringen.

Zur Aufnahme des Erddrucks und geringer Setzungsdifferenzen sind in den Baugrund einbindende Bauteile (Untergeschosse) biegesteif auszubilden. Außen- und durchgehende Innenwände sind biegesteif herzustellen. Um Gebäudeschäden infolge unterschiedlicher Einbindetiefen und daraus resultierender Setzungsdifferenzen zu vermeiden, sind die Stahlbetonwände mit den Decken und den armierten Fußböden biegesteif zu verbinden. Die Fundamente sind zu bewehren und mit Ringankern zu versehen. Unter den Wänden, die durch große Öffnungen durchbrochen sind, sind zur Aussteifung bewehrte Fundamentriegel vorzusehen.

Notwendige Fundamentabtreppungen dürfen unter 35° vorgenommen werden.

### 5.3 Gebäudegründung Mehrfamilienhäuser 4 bis 6

Ähnlich der Reihenhausbebauung schneidet das Mehrfamilienhaus 6 mit der bergseitigen Gebäudekante in die Auffüllung der Danziger Straße ein. Talseitig liegt etwa ein Drittel der Hausfläche mit seiner Gebäudesohle von 376,5 m ü. NN über der dortigen Geländeoberfläche von etwa 375,5 m ü. NN. Haus 4 kommt mit seiner Gebäudeunterkante von annähernd 363,5 m ü. NN größtenteils über dem gegenwärtigen Gelände zu liegen. Haus 5 schneidet hingegen mit seinen Sohlen deutlich in das Gelände ein.

Die Geländeaufschlüsse zugrundelegend, ist bei der Gründung am Haus 5 an den Fundamentsohlen von Quartären Deckschichten und bergseitig mit verwitterten Tonsteinen des Lias  $\alpha$  zu rechnen. Talseitig sind Auffüllungen nicht auszuschließen. Die Gründung sollte über bewehrte Streifenfundamente erfolgen. Hierbei müssen die Fundamentsohlen überall in den "gewachsenen" Baugrund

einbinden. Für diesen darf einheitlich eine Bodenpressung von  $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$  (charakteristisch) angesetzt werden. Auch hier gilt der Wert für Fundamente mit lotrechtem und mittigem Lastangriff. Bei außermittigem Lastangriff ist die Fundamentfläche auf eine Teilfläche  $A'$  zu verkleinern, deren Schwerpunkt der Lastangriffspunkt ist. Die Bodenpressung ist dann auf die reduzierte Fläche zu beziehen. Auch hier kann die Masse der vertieften Fundamente vernachlässigt werden, da es sich um einen Bodenaustausch handelt. Die Maßnahmen für notwendige Fundamentvertiefungen (vgl. Abschnitt 5.2) gelten sinngemäß.

Für die Mehrfamilienhäuser 4 und 6 ergeben sich bei der Gründung im "gewachsenen" Baugrund durch die partielle Lage der Gebäudesohlen über der Geländeoberfläche und der wechselnden Auffüllmächtigkeiten Gründungstiefen von bis zu etwa 4 m. Die Gründung kann auch an dieser Stelle beispielsweise über eine mit Magerbetonplomben vertiefte Flachgründung erfolgen. Aufgrund der zu erwartenden großen Gründungstiefen sind zur Herstellung der Magerbetonplomben sog. Brunnen Gründungen vorzusehen.

Der Bemessung ist für die Quartären Deckschichten bzw. die verwitterten Tonsteine des Lias  $\alpha$  eine Bodenpressung von  $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$  (charakteristisch) zugrunde zu legen.

Grundsätzlich sind in den Baugrund einbindende Bauteile (Untergeschosse) zur Aufnahme des Erddrucks und der Hangbewegungen biegesteif auszubilden. Außen- und durchgehende Innenwände sind biegesteif herzustellen. Um Gebäudeschäden infolge unterschiedlicher Einbindetiefen und daraus resultierender Setzungsdifferenzen zu vermeiden, sind die Stahlbetonwände mit den Decken und den armierten Fußböden biegesteif zu verbinden. Die Fundamente sind zu bewehren und mit Ringankern zu versehen. Unter den Wänden, die durch große Öffnungen durchbrochen sind, sind zur Aussteifung bewehrte Fundamentriegel vorzusehen.

## 6 Baugrubensicherung

Das Bebauungsgebiet liegt in einem z. T. rutschgefährdeten Hanggelände, das mit mächtigen Auffüllungen terrassiert ist. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, mit der Herstellung der Baulichkeiten an den topographisch tiefsten Stellen zu beginnen. Hierdurch wird der Rutschneigung der Schichten im

Baugebiet angemessen Rechnung getragen und es können aufwendige Sicherungsmaßnahmen für bereits erstellte Baulichkeiten eingespart werden.

## 6.1 Baugrubenböschungen

Falls ausreichend Raum zur Herstellung freier Baugrubenböschungen zur Verfügung steht, werden unter Berücksichtigung der DIN 4124, 4.2.2 bis zu einer Tiefe von etwa 4 m folgende zulässige Böschungsneigungen vorgeschlagen:

- Künstliche Auffüllungen, rollig:	$\beta = 45^\circ$
- Künstliche Auffüllungen, bindig (weich):	$\beta = 45^\circ$
- Künstliche Auffüllungen bindig (steif-halbfest):	$\beta = 50^\circ$
- Quartäre Deckschichten, bindig:	$\beta = 60^\circ$
- Hangschutt:	$\beta = 50^\circ$

Die Böschungsoberflächen sind mit Kunststofffolien gegen Witterungseinflüsse zu schützen. Die Abdeckung entlang der Böschungskrone ist so zu gestalten, dass kein Oberflächenwasser unter die Folie gelangen kann.

Die Böschungskronen sind von Lasten freizuhalten, insbesondere sind dynamische Belastungen durch vorbeifahrende Fahrzeuge zu vermeiden. Der Schwerlastverkehr muss einen Sicherheitsabstand von 2 m einhalten.

Gegebenenfalls in der Baugrubenböschung vorhandene Wasserzutritte wie im Bereich der Schürfe S 9 und S 10 sind zu fassen und das darin anfallende Wasser schadlos für die Böschung abzuleiten. Für Böschungen mit mehr als 5 m Böschungshöhe sind rechnerische Standsicherheitsnachweise zu erbringen. Hierzu sind dem Gutachter zeichnerische Böschungsquerschnitte vorzulegen.

## 6.2 Baugrubenverbau

Nach der vorliegenden Planung ist davon auszugehen, dass bereichsweise aufgrund beengter räumlicher Verhältnisse und der Tiefe der Baugruben eine Baugrubensicherung durch einen Verbau erforderlich wird. Der Verbaubemessung sind die in Abschnitt 6, Tab. 2 genannten Bodenkennwerte

zugrunde zu legen. Im Einflussbereich von Gebäuden oder setzungsempfindlichen Leitungen (bei Abständen von weniger als dem 1,5fachen der Baugrubentiefe) ist von einem erhöhten aktiven Erddruck nach der Formel  $e_h = 0,5 \cdot e_{oh} + 0,5 \cdot e_{ah} \cdot E_0$  auszugehen. Mit abnehmendem Einfluss der Baugrube auf Bauwerke (z. B. bei Abständen von mehr als dem 1,5fachen der Baugrubentiefe) kann ein Erddruckansatz von  $e_h = 0,75 \cdot e_{oh} + 0,25 \cdot e_{ah} \cdot E_0$  angesetzt werden. Außerhalb von Bebauungen und Verkehrsflächen ist ein aktiver Erddruckansatz zulässig.

Für eine mindestens 2 m lange, einbetonierte Fußplombe unterhalb der Baugrubensohle wird der zulässige Spitzendruck auf 0,6 MN/m<sup>2</sup> (künstliche Auffüllung) begrenzt. Treten weiche Ablagerungen auf, sind die Plomben entsprechend zu vertiefen. Aufgrund örtlicher Erfahrungen ist bei größeren Einbindetiefen der Verbauträger damit zu rechnen, dass eine Wechselfolge aus Kalk- und Tonsteinen erbohrt wird. Die Felsbänke sind bei größeren Mächtigkeiten der Klasse 7 nach DIN 18 300 (schwer lösbarer Fels) zuzuordnen. Die Verbauträgerlänge ist auf die Einbindelänge der Gründung abzustimmen.

Für die Planung und Herstellung von Verpressankern ist die DIN 4125 maßgeblich. Die zulässigen Ankerkräfte sind neben den geologischen Verhältnissen maßgeblich von Herstellungsverfahren, Bohrdurchmessern, Länge und Lage der Verpresskörper der Art und Anzahl von Nachverpressungen abhängig, so dass hier keine verbindlichen Aussagen getroffen werden können. Für eine vorläufige Bemessung kann innerhalb der künstlichen Auffüllung eine zulässige Tragkraft (bodenmechanische Tragfähigkeit) von 150 kN zugrunde gelegt werden. Die Möglichkeit der Mehrfachnachverpressung der Anker ist vorzusehen. Die Ankerbohrungen müssen verrohrt ausgeführt werden. Das Bohrvorgehen ist unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse so zu wählen, dass herstellungsbedingte Verschlechterungen der Bohrlochwandung (z. B. Aufweichen des Bodens durch Nassbohren) nicht zur Verminderung der Ankertragkraft führen (vgl. DIN EN 1537). Die zulässigen Ankerkräfte sind durch Eignungsprüfungen auf der Baustelle zu ermitteln.

Da im Zuge der Baugrunderkundung keine Grundwasserzutritte angeschnitten wurden, ist der Druckwasseransatz nicht zu berücksichtigen. Dies setzt voraus, dass die Verbauausfachung wasserdurchlässig zu gestalten ist.



## 7 Bodenmechanische Kennziffern

Aus der Bodenansprache werden, unter Beachtung vorhandener Vergleichswerte, die für erdstatische Berechnungen erforderlichen bodenmechanischen Erfahrungswerte wie folgt abgeschätzt:

Boden- und Felsarten	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]
<b>Künstliche Auffüllung</b> vorhanden, bindig, weich	19	22,5	0 - 2,5	2 - 3
<b>Künstliche Auffüllung</b> vorhanden, bindig, steif, halbfest	19 - 20	25	5 - 10	3 - 4
<b>Lösslehm, Lias-Verwitterungston</b>	20	25	10 - 15	8 - 10
<b>Hanglehm, Hangschutt</b>	20	25	10 - 15	12 - 15
<b>Lias <math>\alpha</math></b> Tonstein, verwittert	21	27,5	15 - 20	15 - 20
<b>Lias <math>\alpha</math></b> Kalkstein, hart	20	30	25 - 30	15 - 20
<b>Rät</b> Sandstein, hart	22	30	> 40	> 40
<b>Knollenmergel</b> Tonstein, halbfest bis fest	22	27,5	30 - 40	15 - 20

Tab. 2: Bodenmechanische Kennziffern.

Bei der Verfüllung geböschter Arbeitsräume sind zur Ermittlung des Erddrucks in der Regel die Kennwerte des Verfüllmaterials maßgebend. Im Einzelnen werden für verdichtet eingebautes Material folgende Ansätze vorgeschlagen:

Verfüllmaterial	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]
<b>Schottergemische</b>	20	35
<b>Kiesgemische</b>	20	32,5
<b>Bindige Böden</b>	19	22,5

Tab. 3: Bodenmechanische Kennziffern für übliche Verfüllmaterialien.

Die angegebenen Werte sind abgeminderte charakteristische Werte, die ohne weitere Abminderung in erdstatischen Berechnungen verwendet werden können; durch Verknüpfung mit Teilsicherheitsbeiwerten ergeben sich hieraus die Bemessungswerte für Berechnungen nach dem neuen Sicherheitskonzept.

## 8 Bodenklassen

Hinsichtlich der Lösbarkeit sind die angetroffenen Bodenarten folgenden Bodenklassen gem. DIN 18300 zuzuordnen:

Boden- und Felsarten	Klassen nach DIN 18300
<b>Mutterboden</b>	<b>Klasse 1</b>
<b>Lösslehm, Hanglehm, Lias-Verwitterungston</b> Schluff, Ton, wechselnd steinig	<b>Klassen 4 - 5</b> Mittelschwer und schwer lösbar Bodenarten
<b>Wanderschutt</b> Steine, Steinschutt, Kantenlängen > 0,3 m	<b>Klassen 6 - 7</b> Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten, Schwer lösbarer Fels
<b>Lias <math>\alpha</math>, Knollenmergel</b> Tonstein, halbfest und fest, z. T. zu Ton verwittert	<b>Klassen 4 und 6</b> Mittelschwer lösbar Bodenarten, Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten
<b>Rätsandstein, Pylonotenbank</b> Sandstein, Kalkstein, hart, kompakt	<b>Klasse 7</b> Schwer lösbarer Fels

**Tab. 4:** Klassifizierung der Boden- und Felsarten nach DIN 18300.

Im Grenzbereich zwischen Lias und Keuper werden unter den Deckschichten teils harte, kompakte Felsbänke, teils grobbrockiger Wanderschutt aus Steinen mit großen Kantenlängen angeschnitten. Auf den erhöhten Aufwand beim Lösen der Felsbänke und groben Steinlagen wird hingewiesen. Durch das natürlich vorgegebene Schicht- und Kluftmuster sowie die Geometrie der Steinbrocken wird ein maßhaltiges Lösen nicht möglich sein. Um hierbei größere Mehrmassen zu vermeiden, sollte der Einsatz eines Hydraulikmeißels oder von Felsfräsen vorgesehen werden. Trotzdem ist mit einem geologisch bedingten Mehraushub insbesondere in den zu vertiefenden Fundamentgräben bzw. dort geplanten Kanalgräben zu rechnen.

Hinsichtlich der Abrechnung wird empfohlen, die Klassen 3 bis 6 nach DIN 18300 in einer Position zusammenzufassen. Die Felsklasse 7 ist als Zuschlag zu den Klassen 3 bis 6 in die Ausschreibung aufzunehmen. Dies entspricht der gängigen Praxis und wird der Leistungsfähigkeit der Geräte gerecht.

## 8 Erdbeben

Nach der DIN 4149:2005-04 und der zugehörigen Karte der Erdbebenzonen im Maßstab M 1 : 350 000 (Stand 2005) liegt das Bauvorhaben innerhalb der **Erdbebenzone 1** und der **Untergrundklasse R** (Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund). Die bindigen Böden, in denen die Gebäude gegründet werden, sind in die **Baugrundklasse C** (gem. DIN 4149:2005-04, Abschnitt 5.2.3) zu stellen. Dort sind dominierende Scherwellengeschwindigkeiten von 150 bis 350 m/s zu erwarten.

## 10 Schlussbemerkungen

Im Rahmen der Erschließungs-, Aushub- und Sicherungsarbeiten ist mit Erschütterungen und Entspannungen des Bodens zu rechnen. Aus diesem Grund wird die Durchführung eines Beweissicherungsverfahrens am benachbarten Baubestand und den Verkehrsflächen als notwendig erachtet.

Die im Zuge der Baugrunderkundung hergestellten Schürfgruben sind nur locker verfüllt. Um dort spätere Geländesetzungen auszuschließen, ist die Lage der Probegruben vor Beginn der Baumaßnahme festzustellen. Falls sich die Gruben im Einflussbereich späterer Fundamente befinden, so sind die Schürfe bis auf Höhe der Fundamentsohlen mit Magerbeton aufzufüllen. Bis zur Geländeoberfläche können die Gruben je nach Anforderung an die Setzungsfähigkeit der Geländeoberfläche mit Schotter, Siebschutt oder bindigem Boden lagenweise aufgefüllt werden. Das eingebrachte Schüttmaterial muss optimal verdichtet werden.

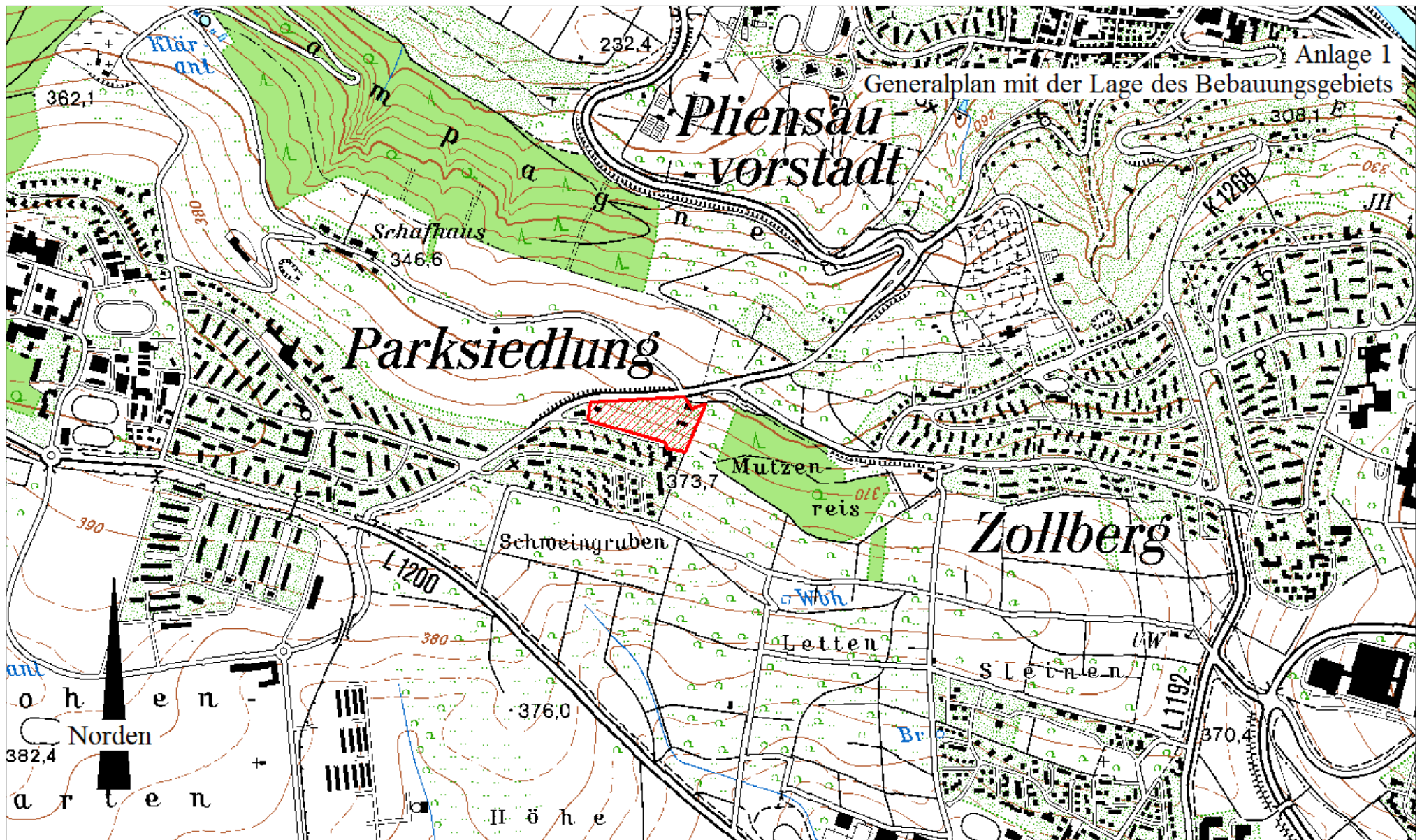
Das Bebauungsgebiet ist zur Vermeidung von Rutschungen und großflächigen Sicherungsmaßnahmen von unten beginnend zu bebauen. Hierbei sollte die Erschließung nicht vorsehend erstellt werden, da sonst diese gegebenenfalls mit Verbaumaßnahmen zu sichern wäre.

Während des Fundamentaushubs sind die Bodenverhältnisse im Gründungsniveau vom Geologen zu überprüfen. Der Gutachter steht auch weiterhin zur Verfügung, falls geologisch-geotechnische oder hydrogeologische Fragestellungen berührt werden.

gez. Dr. Szichta

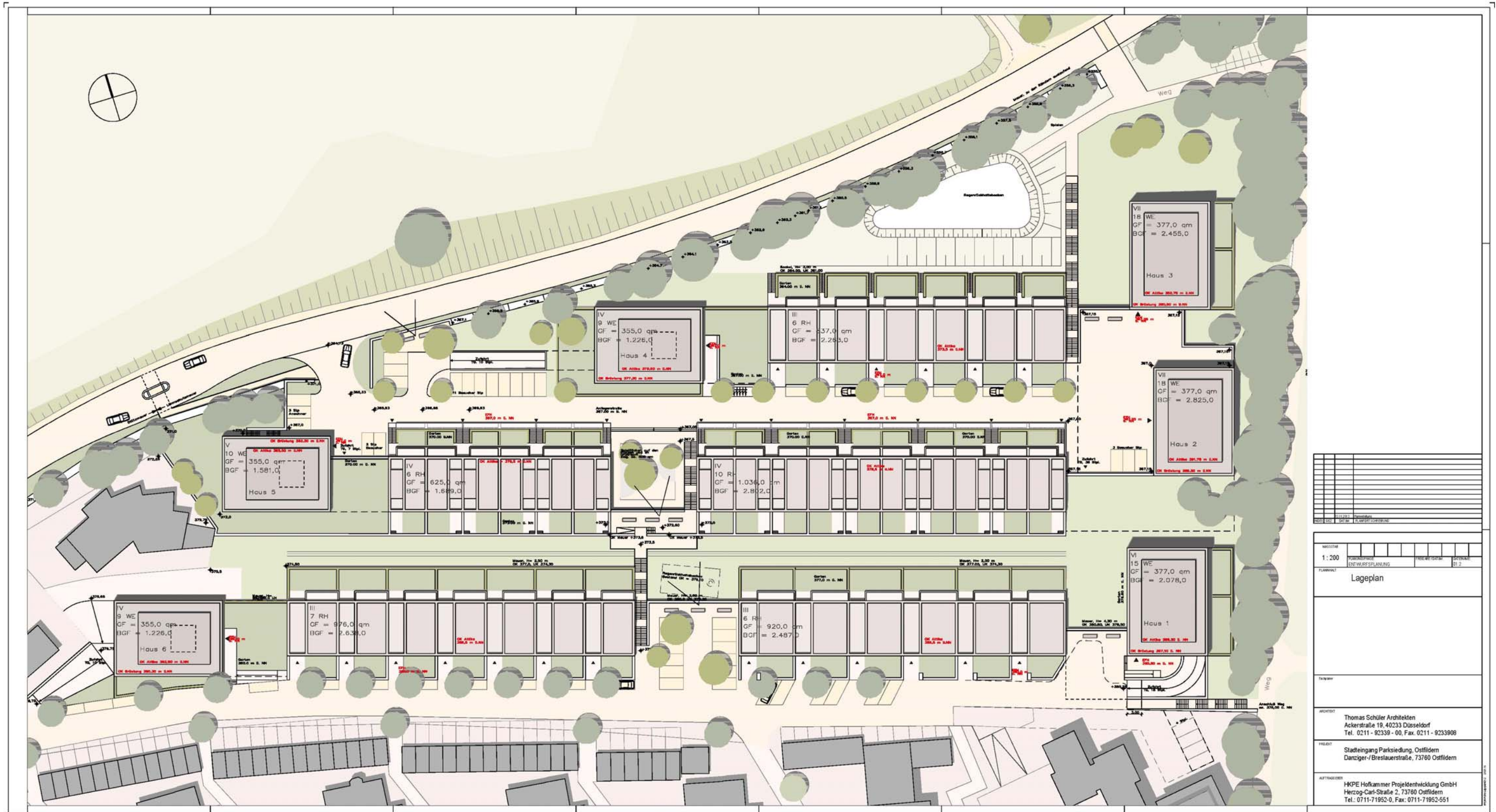
**- Verteiler:**

- Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH, Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern.



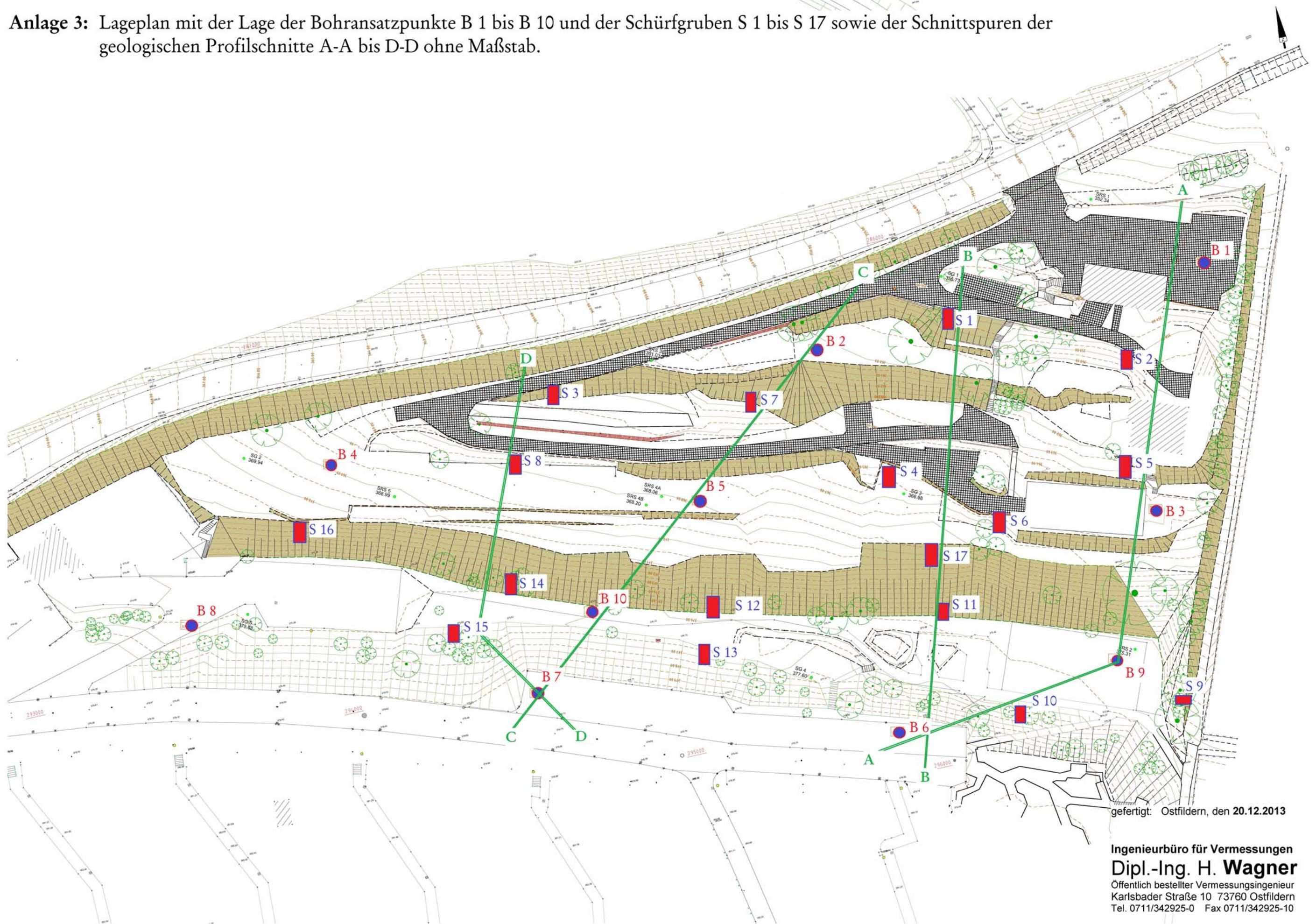
Anlage 1  
Generalplan mit der Lage des Bebauungsgebiets

Anlage 2: Lageplan mit der Lage der geplanten Baukörper, ohne Maßstab.



PROJEKT			
1:200	ENTWURFSPLANUNG	PROJEKTION	STADT
Lageplan			
PROJEKTANT			
Thomas Schüler Architekten Ackerstraße 19, 40233 Düsseldorf Tel. 0211-92339-00, Fax 0211-9233908			
PROJEKT			
Stadteingang Parksiedlung, Ostfildern Danziger-/Breslauerstraße, 73760 Ostfildern			
AUFTRAGGEBER			
HKPE Hofkammer Projektentwicklung GmbH Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern Tel.: 0711-71952-0, Fax: 0711-71952-551			

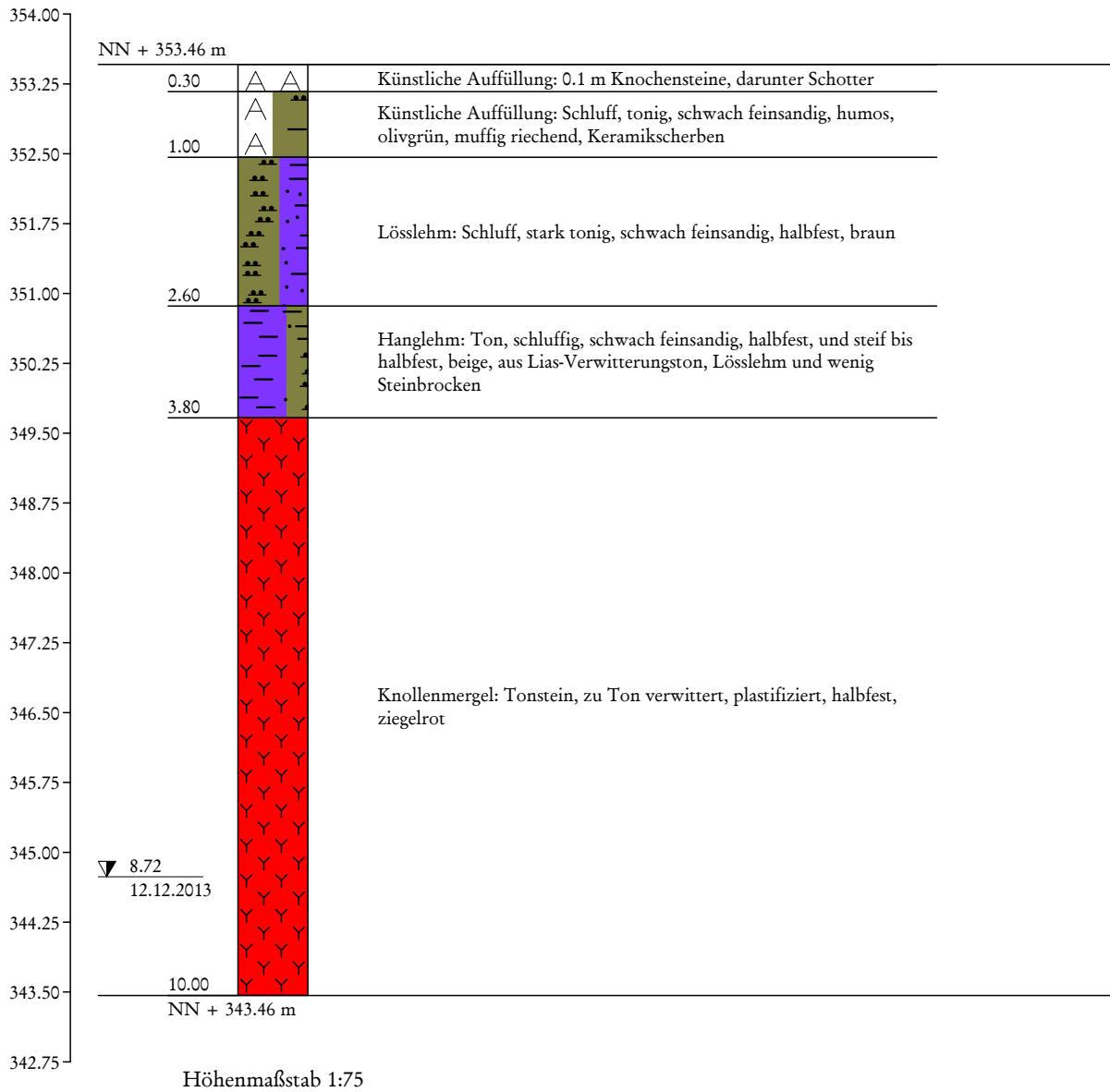
Anlage 3: Lageplan mit der Lage der Bohransatzpunkte B 1 bis B 10 und der Schürfgruben S 1 bis S 17 sowie der Schnittpuren der geologischen Profilschnitte A-A bis D-D ohne Maßstab.



gefertigt: Ostfildern, den 20.12.2013

Ingenieurbüro für Vermessungen  
**Dipl.-Ing. H. Wagner**  
Öffentlich bestellter Vermessungsingenieur  
Karlsbader Straße 10 73760 Ostfildern  
Tel. 0711/342925-0 Fax 0711/342925-10

B 1



**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Anlage: 4.1

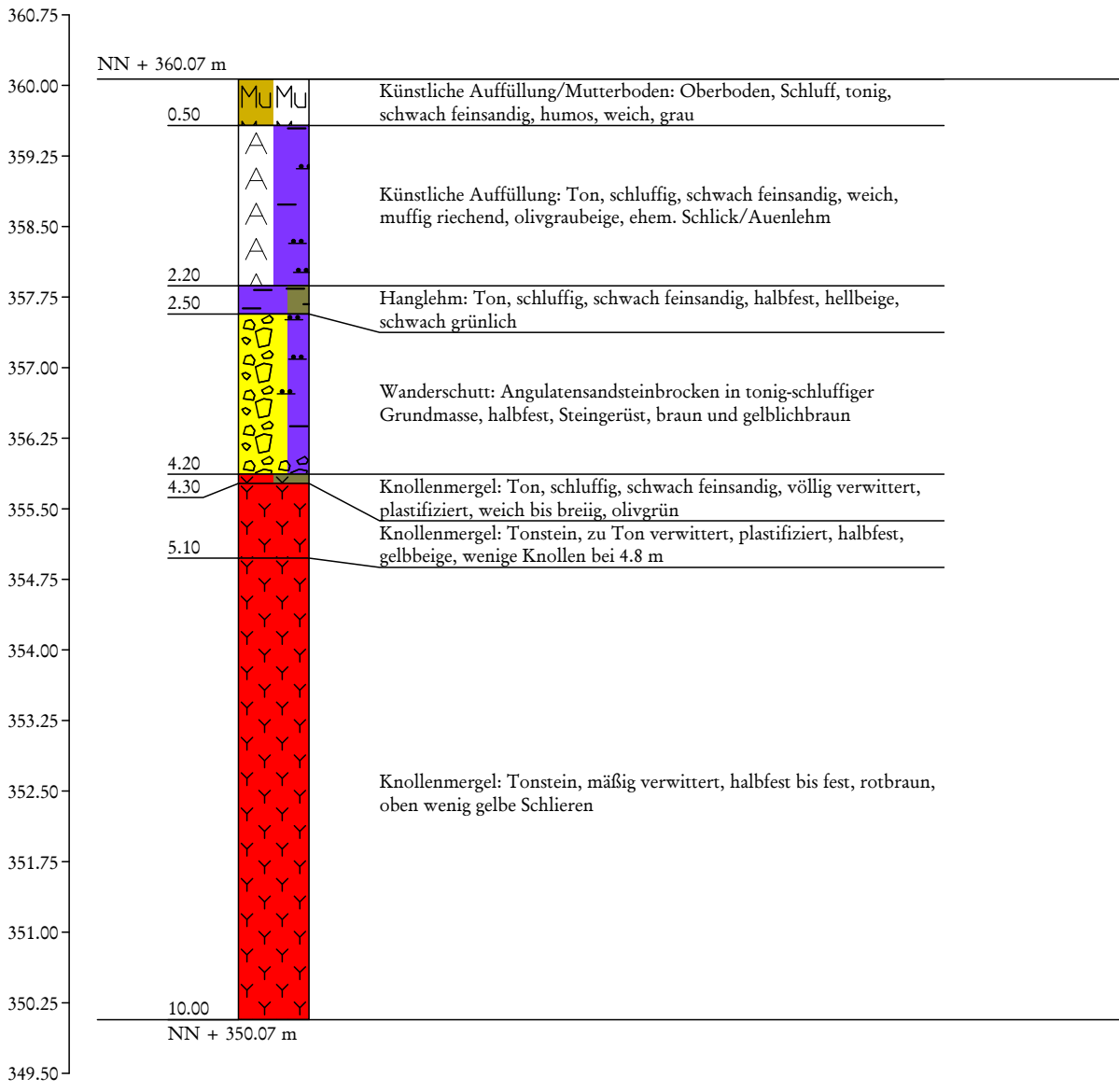
Datum: 11.12.2013

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta



B 2



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

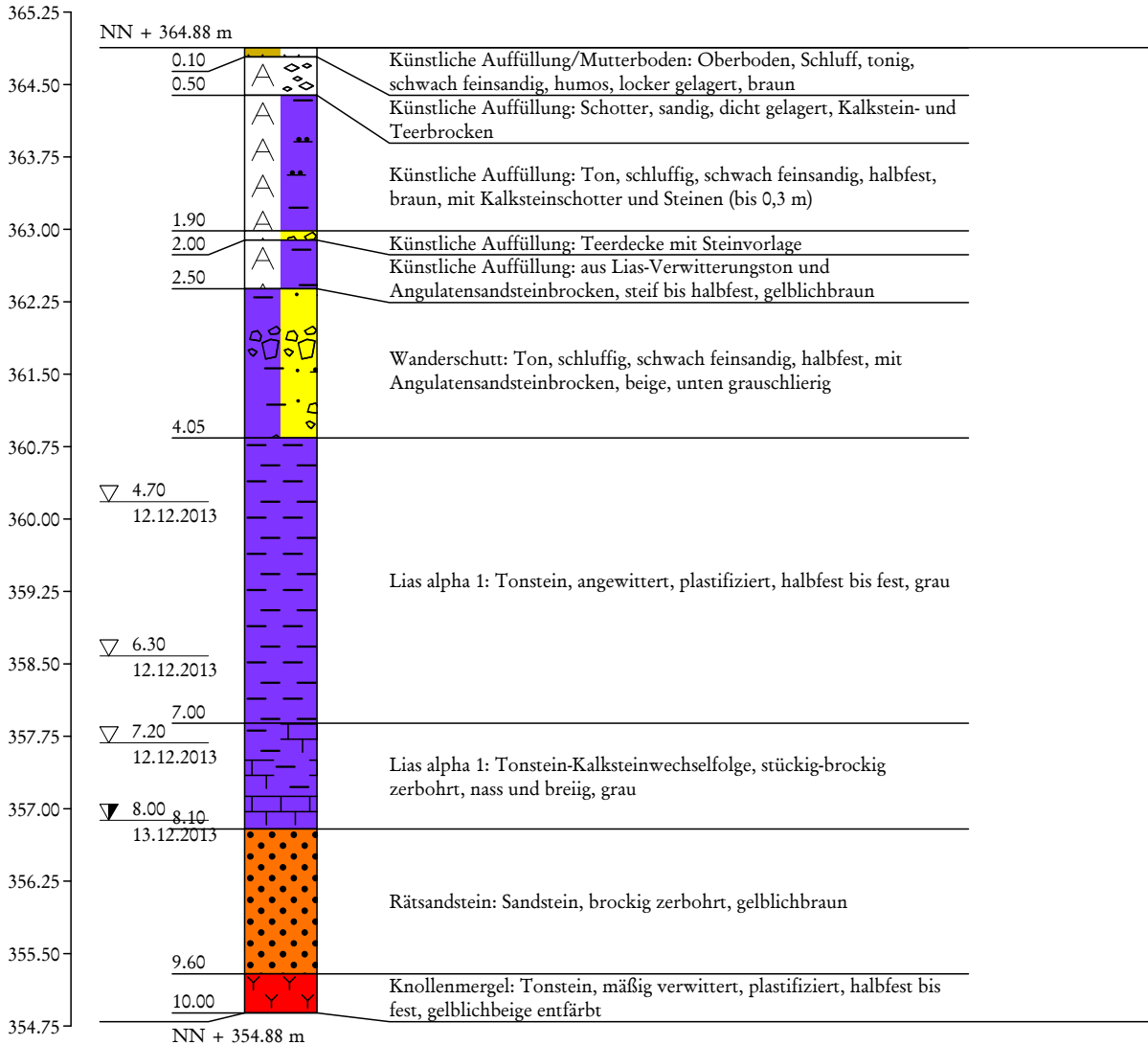
Anlage: 4.2

Datum: 12.12.2013

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

B 3



Höhenmaßstab 1:75

DR. ALEXANDER SZICHTA  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

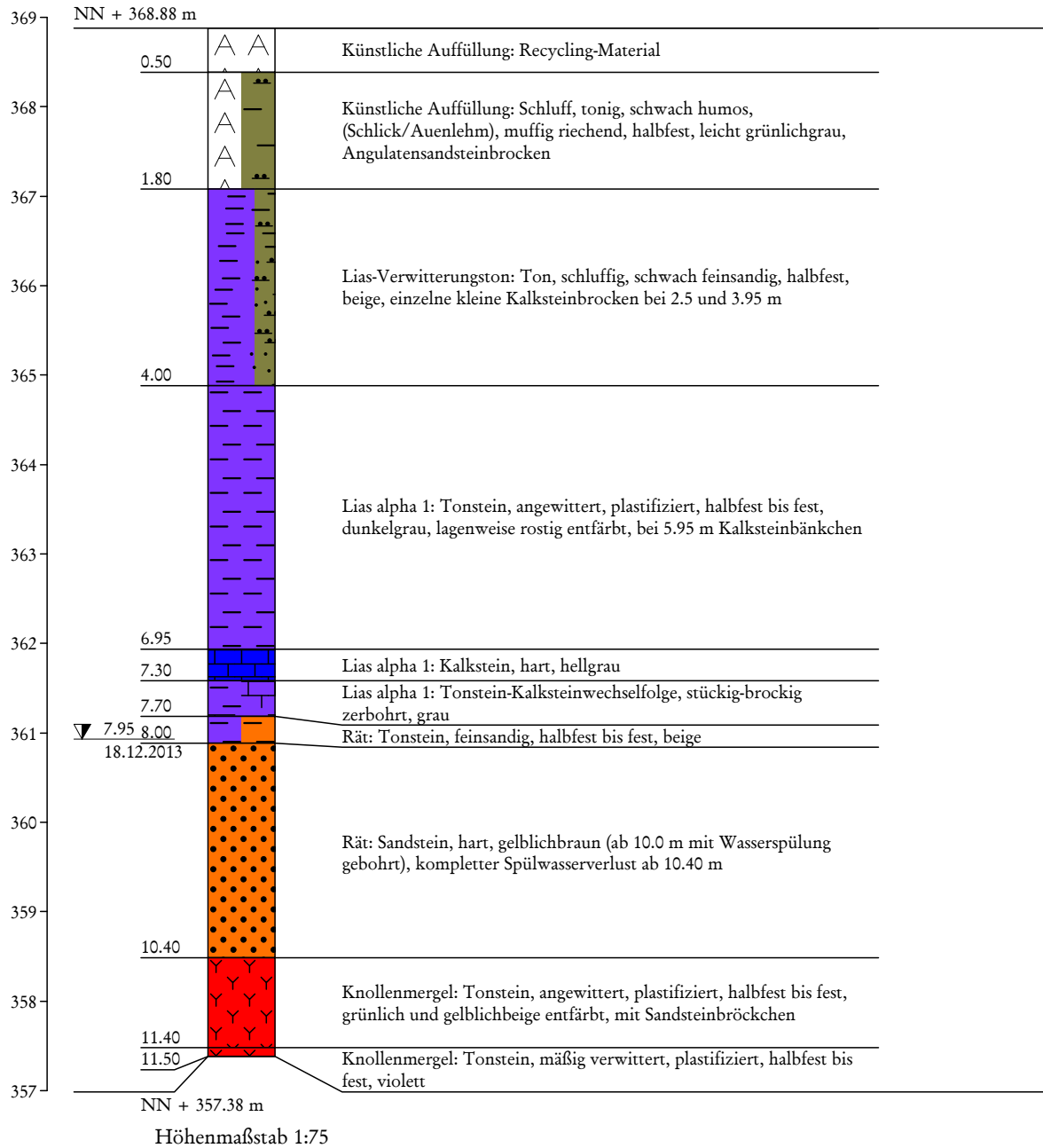
Anlage: 4.3

Datum: 12.12.2013

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

B 4



DR. ALEXANDER SZICHTA  
GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

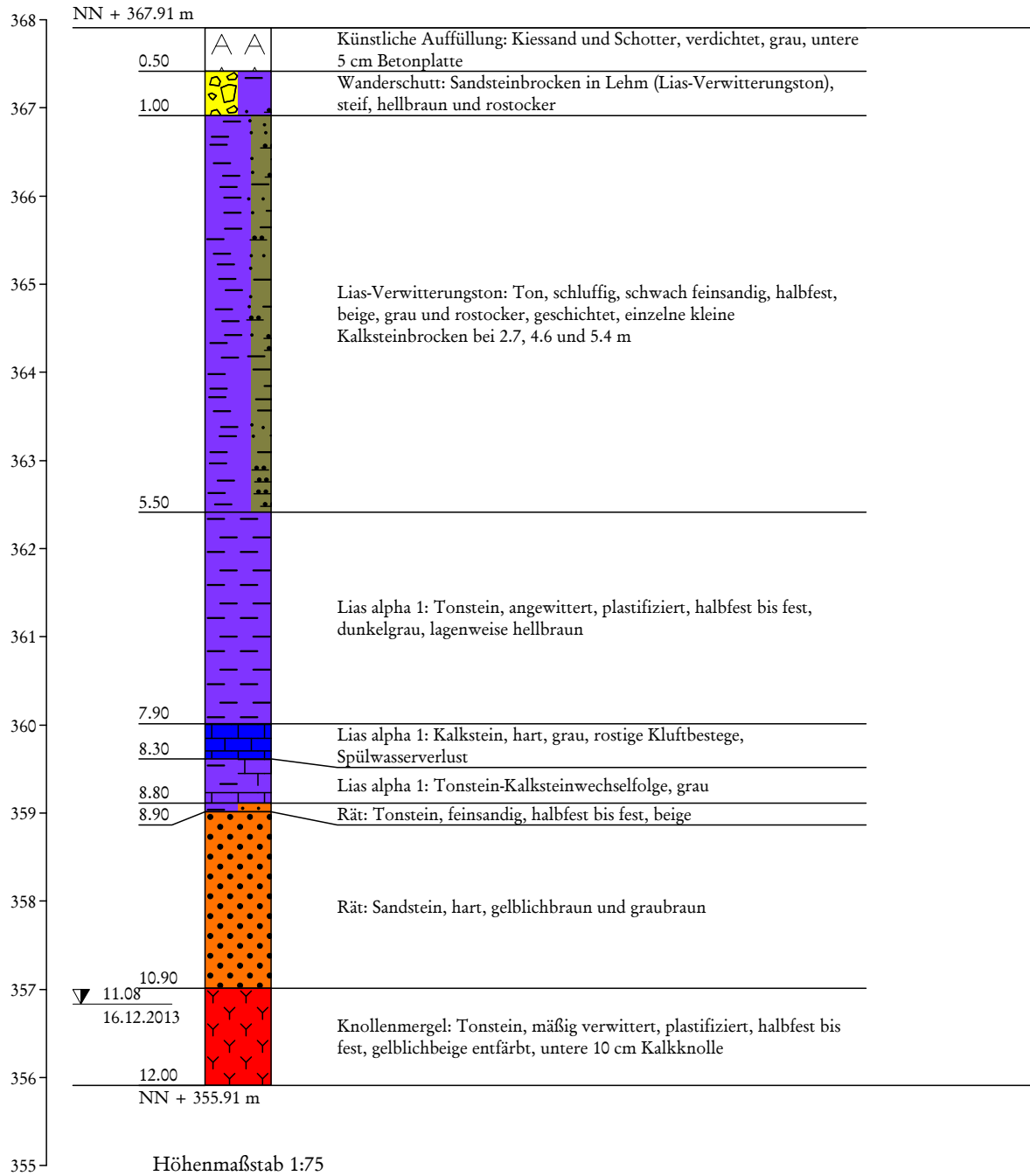
Auftraggeber: Hofkammer  
Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.4

Datum: 16.12.2013

Bearb.: Dr. Szichta

B 5



**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

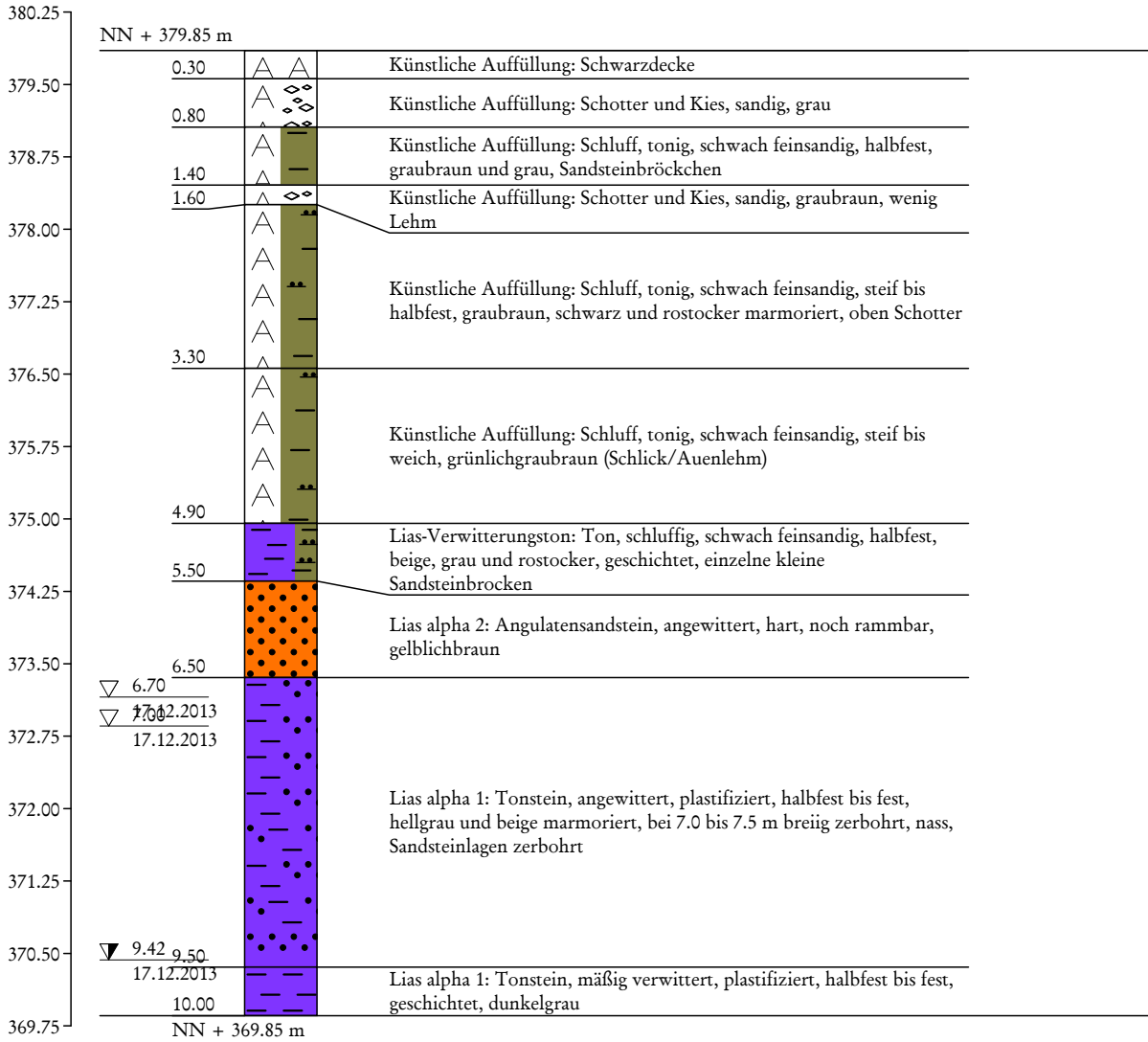
Anlage: 4.5

Datum: 16.12.2013

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

B 6



Höhenmaßstab 1:75

DR. ALEXANDER SZICHTA  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

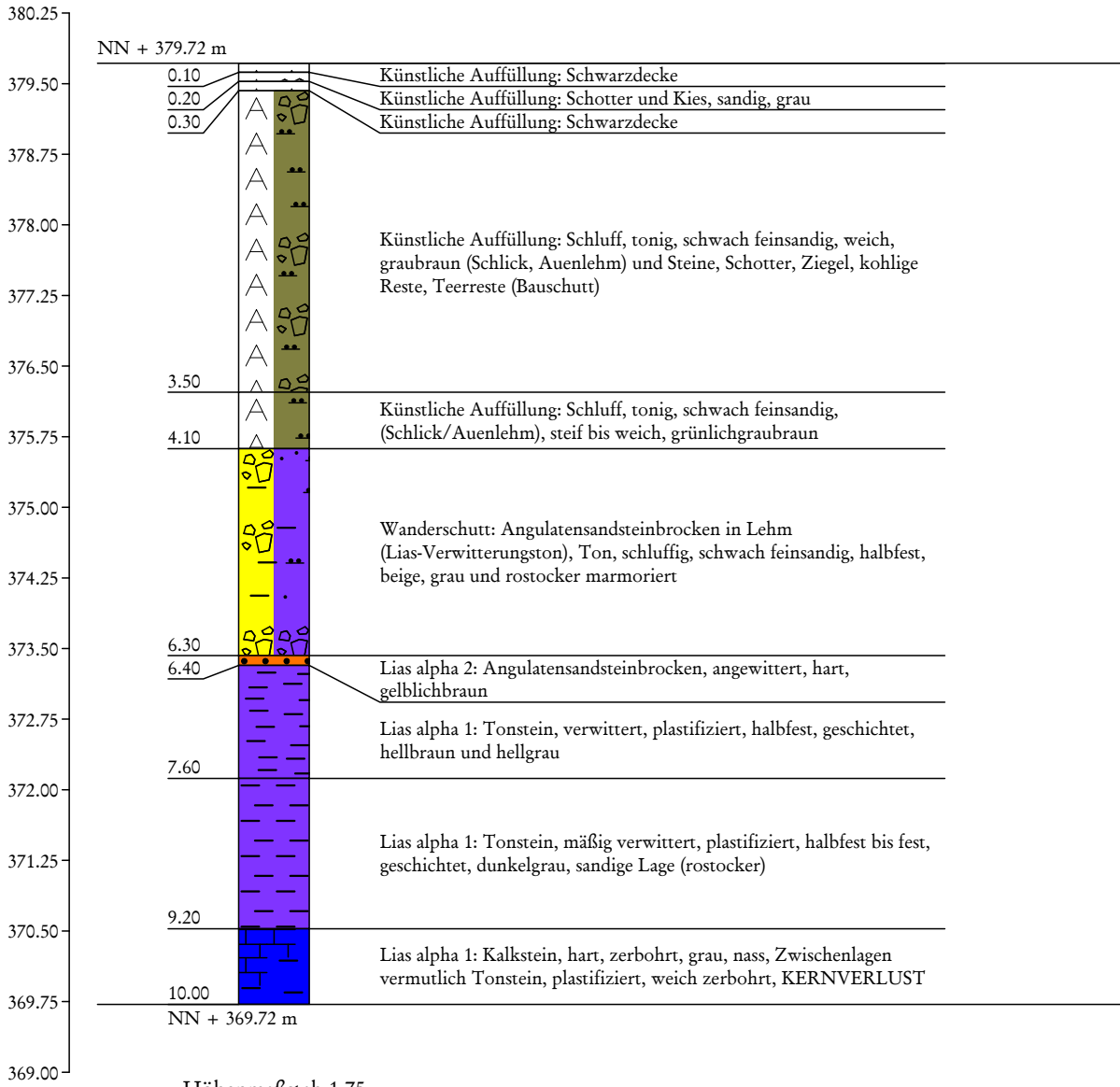
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.6

Datum: 17.12.2013

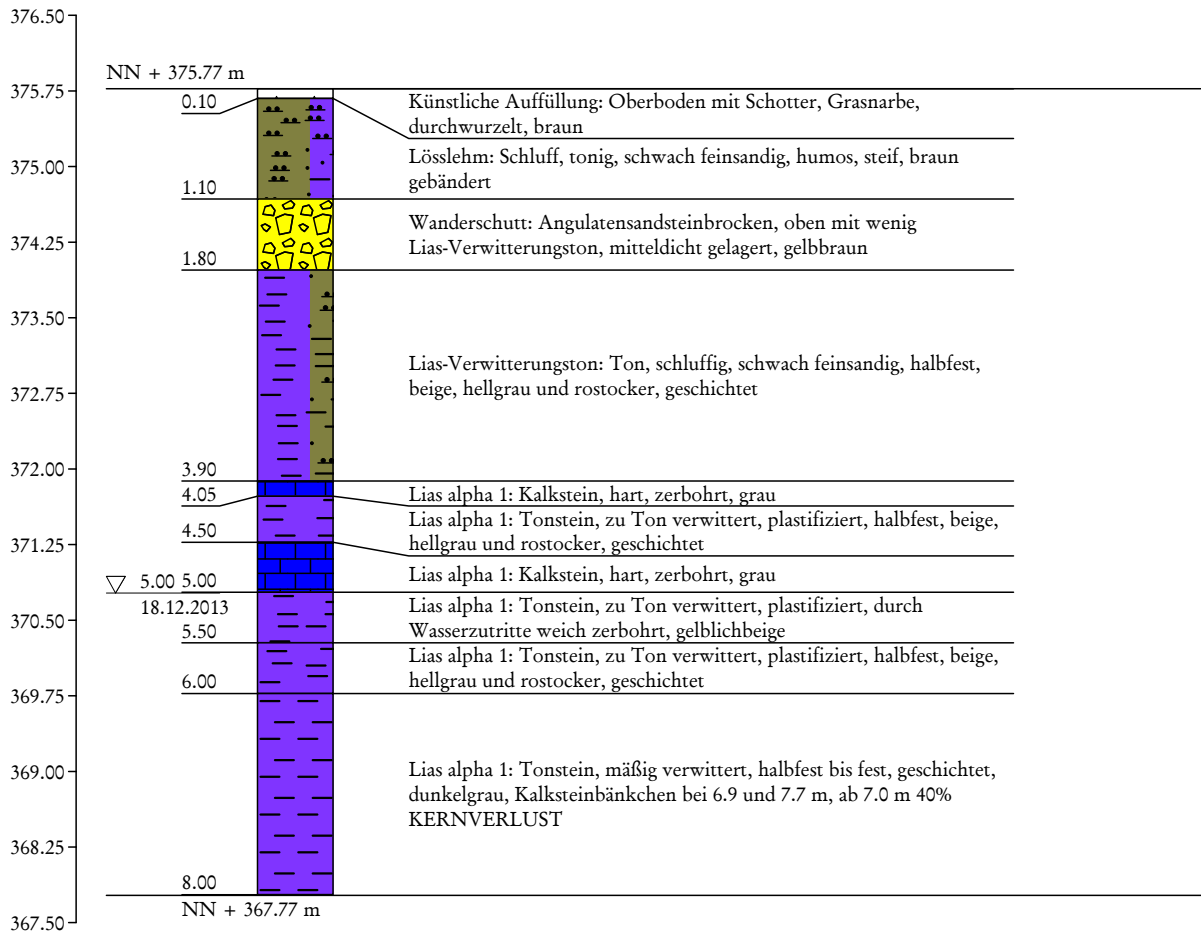
Bearb.: Dr. Szichta

B 7



<b>DR. ALEXANDER SZICHTA</b> GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de	Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung	Anlage: 4.7
	Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern	Datum: 17.12.2013
	Bearb.: Dr. Szichta	

B 8



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

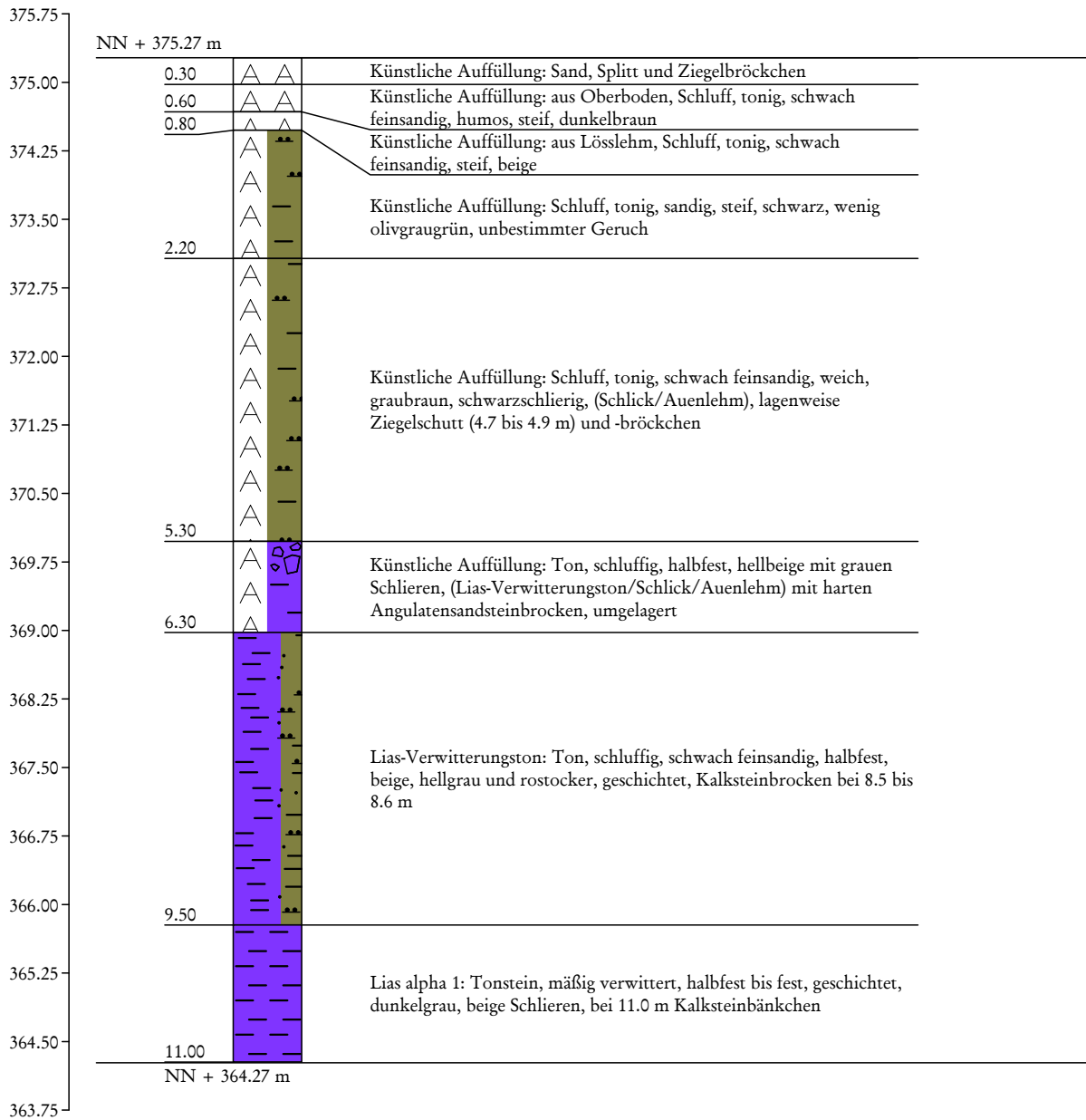
Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.8

Datum: 18.12.2013

Bearb.: Dr. Szichta

B 9



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

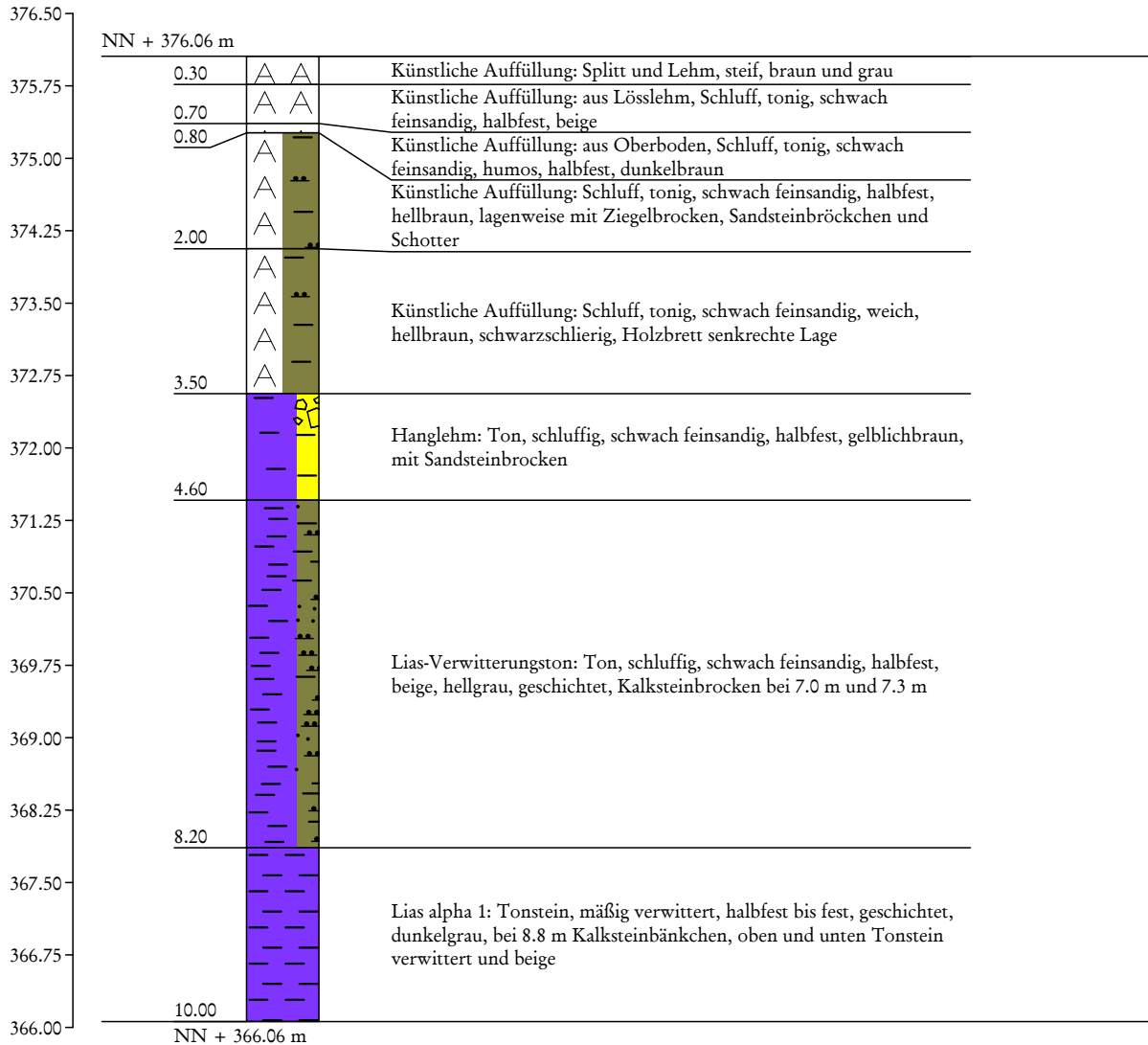
Anlage: 4.9

Datum: 18.12.2013

Bearb.: Dr. Szichta



B 10



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

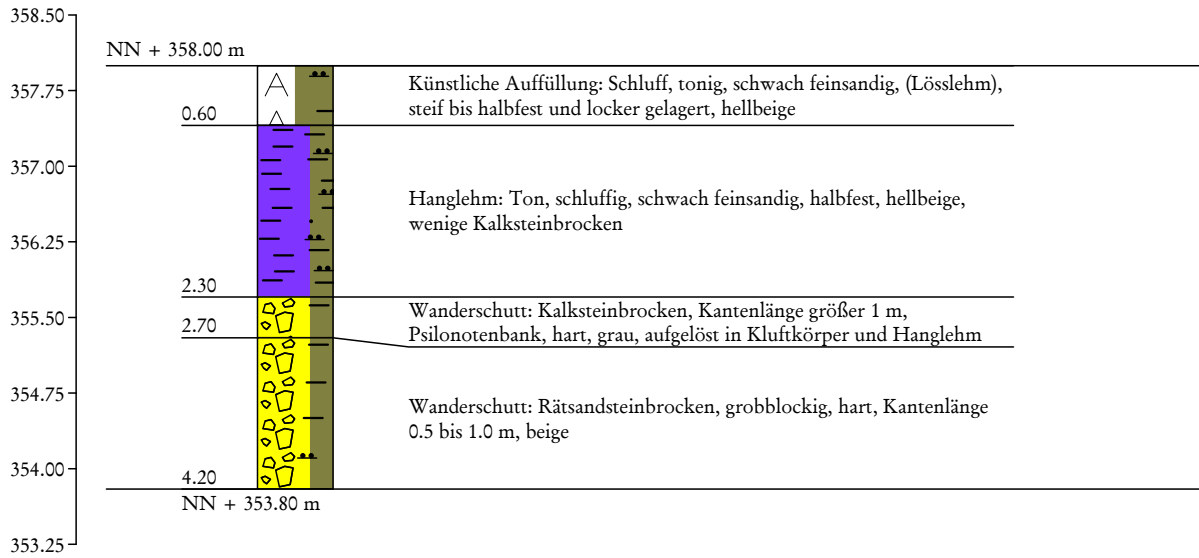
Anlage: 4.10

Datum: 19.12.2013

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 1



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

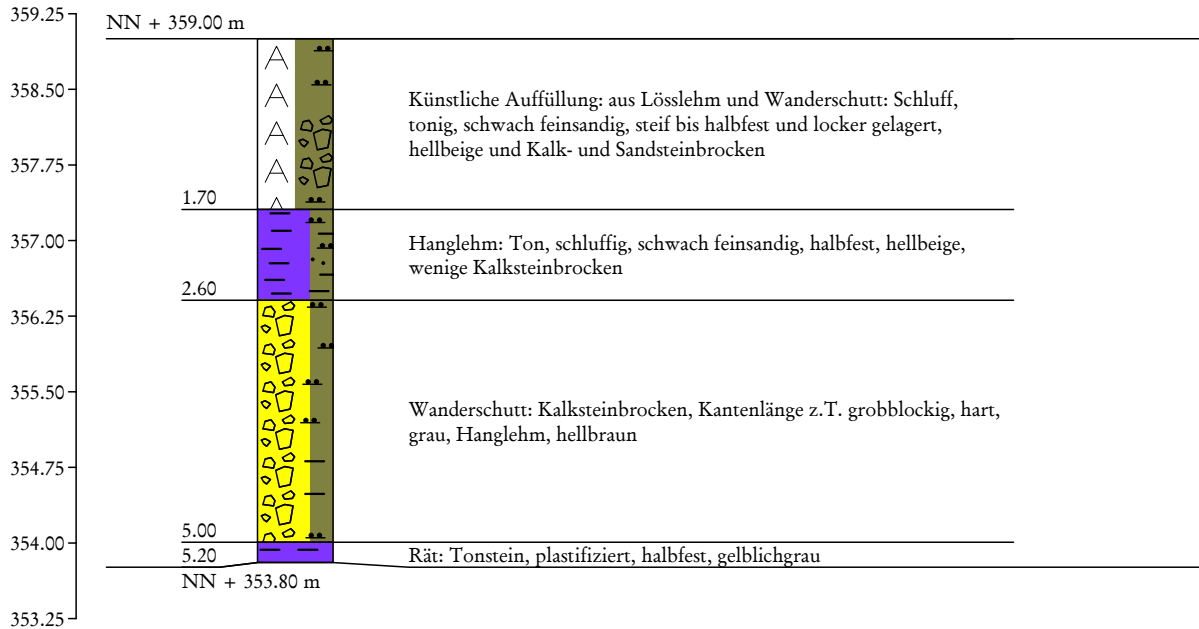
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.11

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 2



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

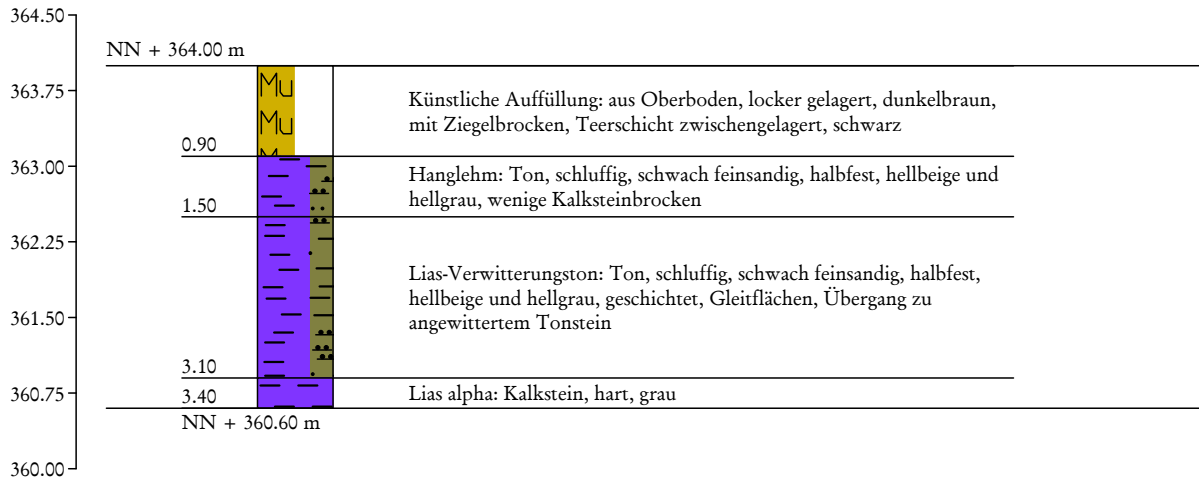
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.12

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 3



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

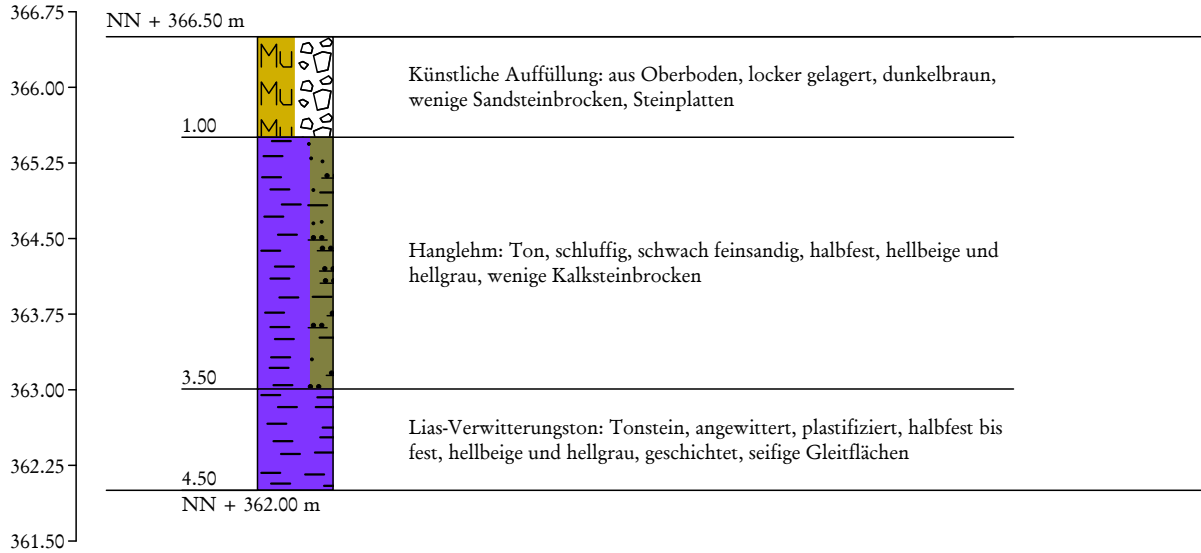
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.13

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 4



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

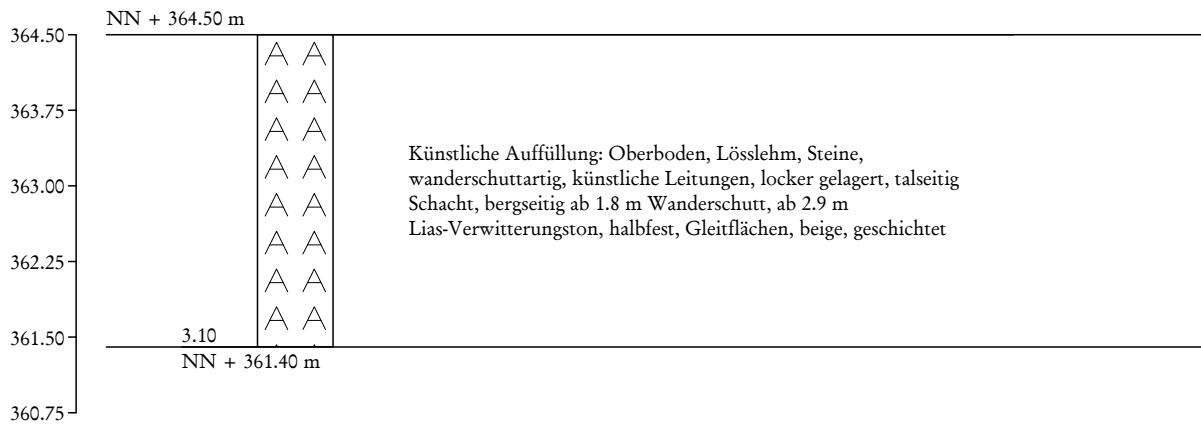
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.14

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 5



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

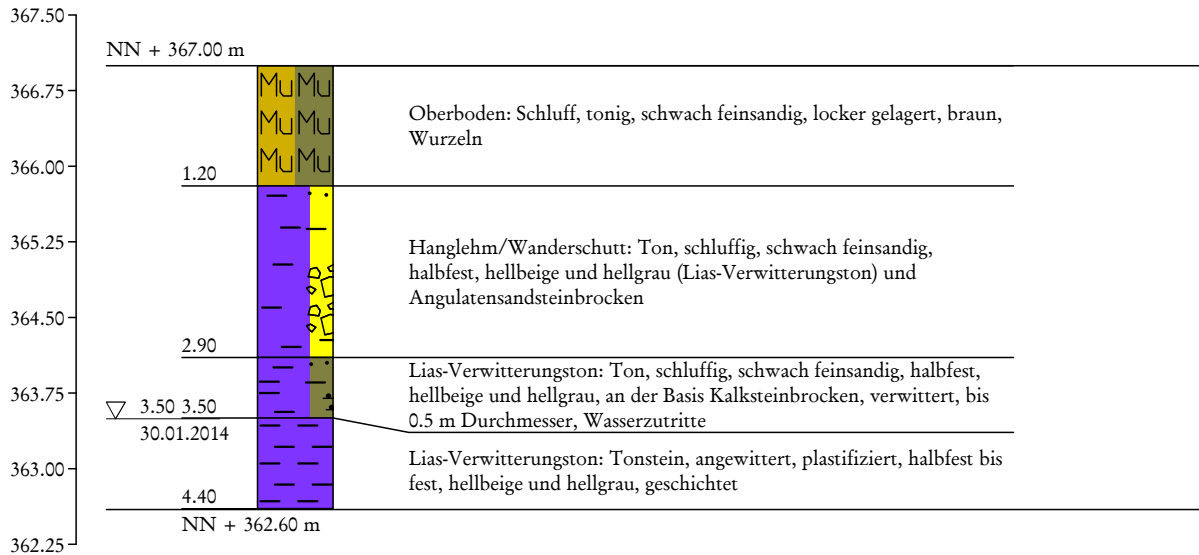
Auftraggeber: Hofkammer  
Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.15

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 6



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

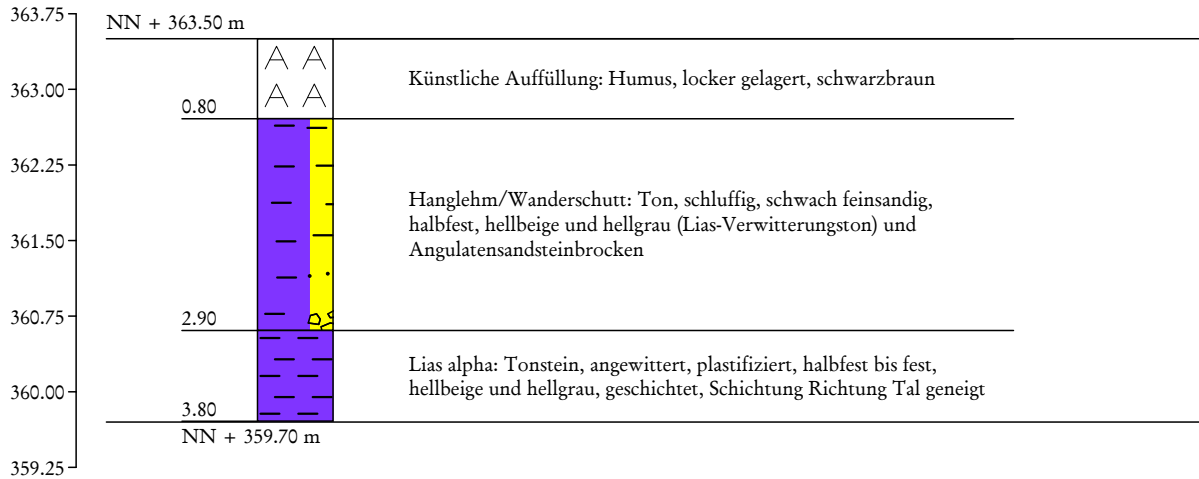
Anlage: 4.16

Datum: 30.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 7



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

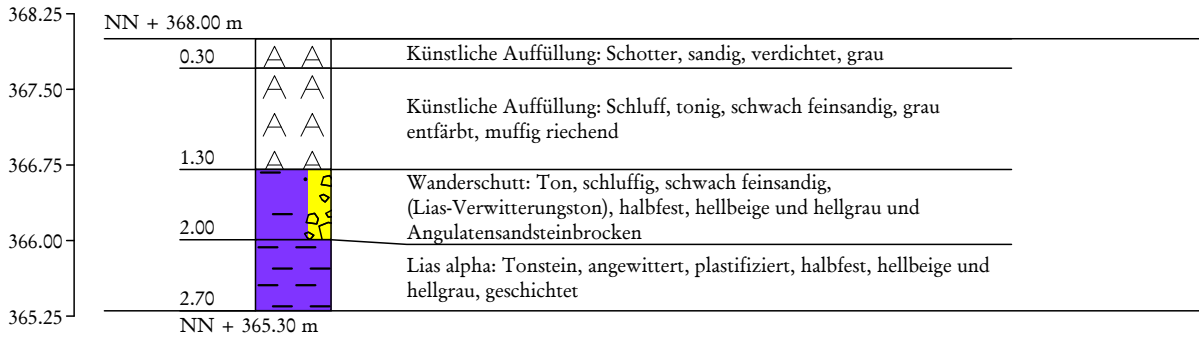
Anlage: 4.17

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta



S 8



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

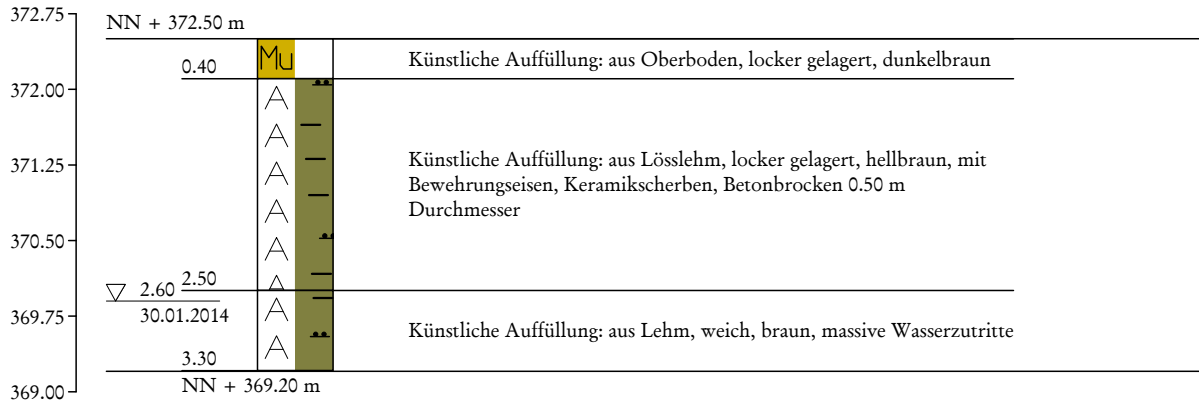
Anlage: 4.18

Datum: 30.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 9



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

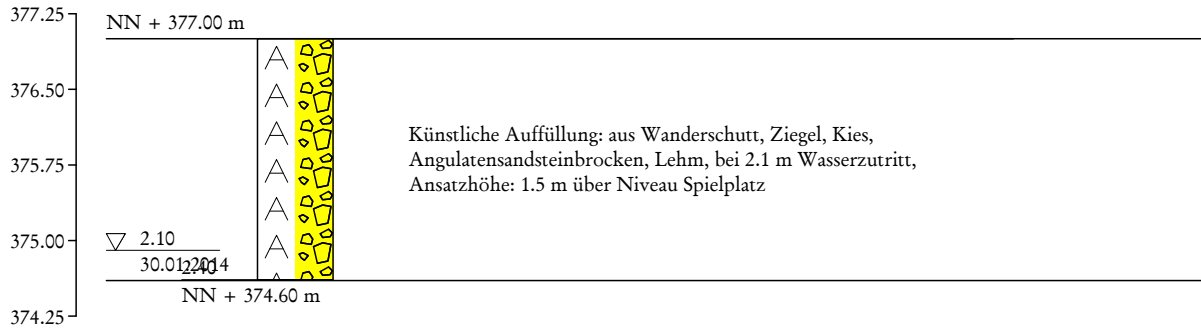
Anlage: 4.19

Datum: 30.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 10



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

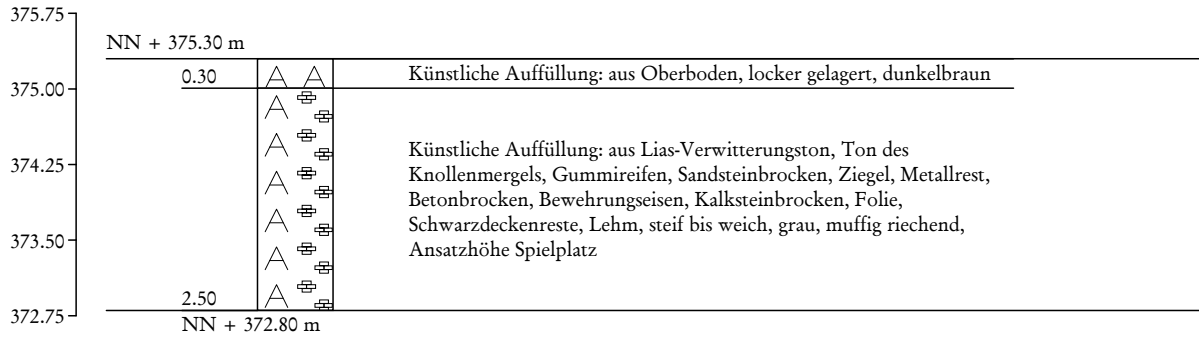
Auftraggeber: Hofkammer  
Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.20

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 11



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

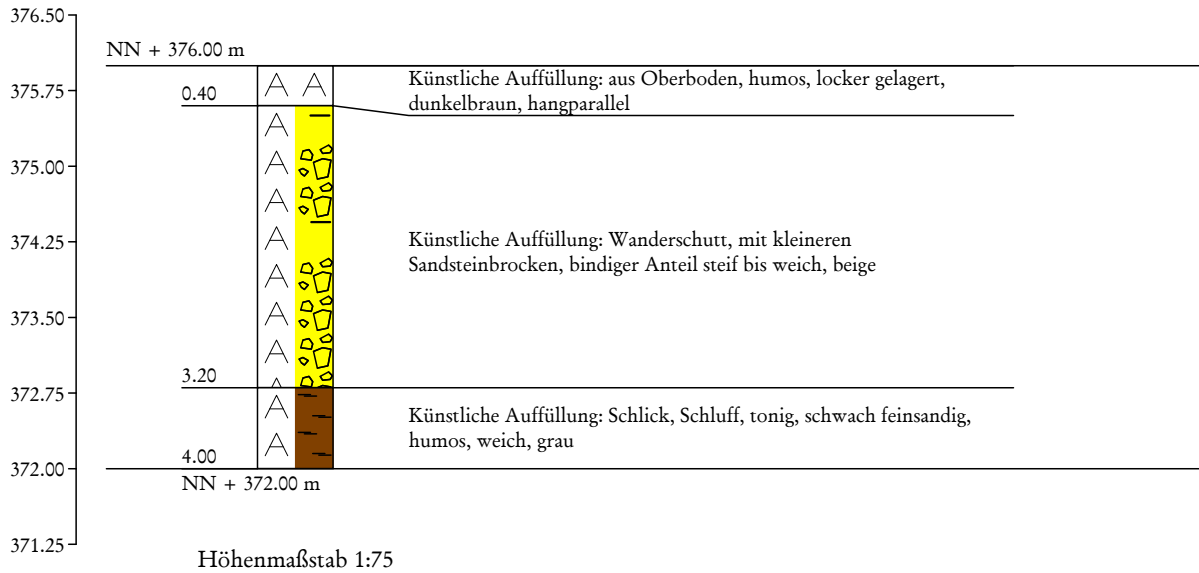
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.21

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 12



**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

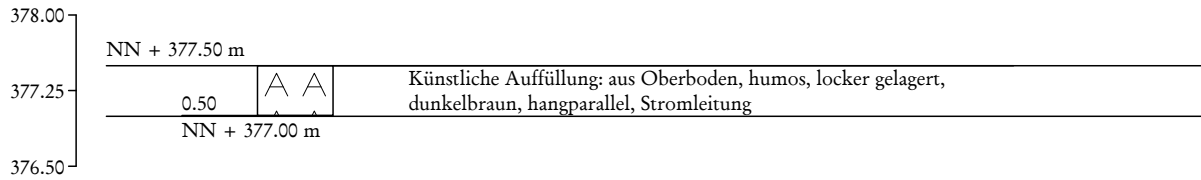
Anlage: 4.22

Datum: 30.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 13



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

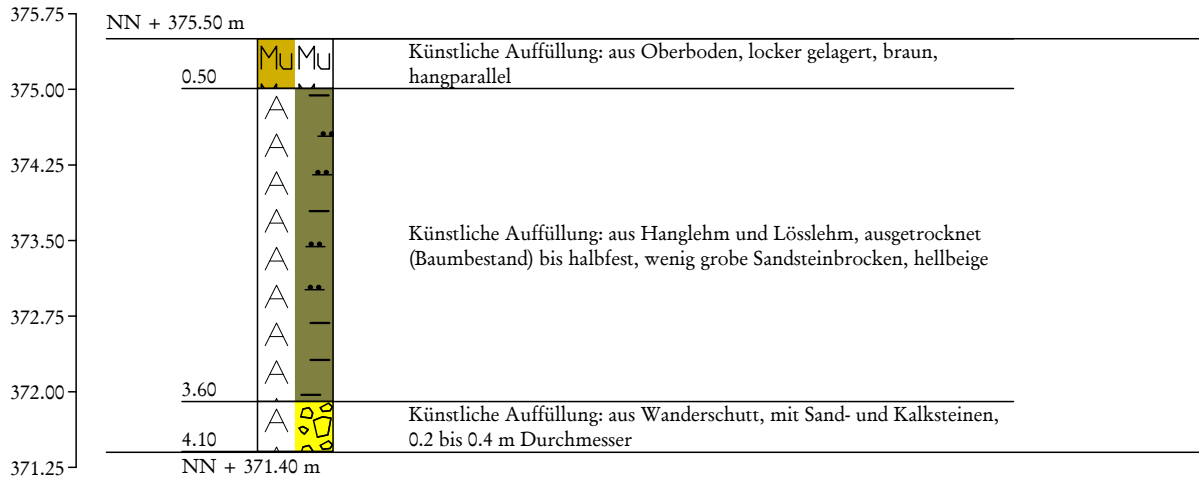
Auftraggeber: Hofkammer  
Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.23

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 14



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

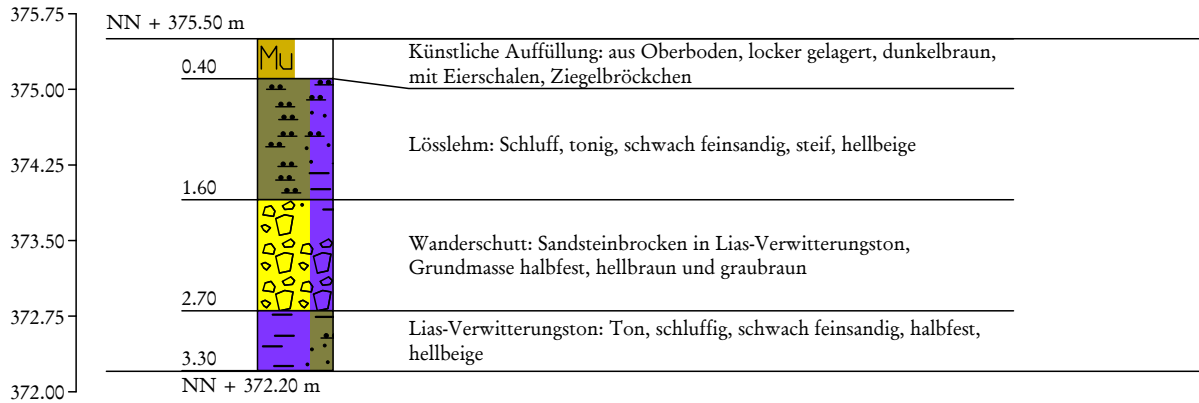
Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 4.24

Datum: 30.01.2014

Bearb.: Dr. Szichta

S 15



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Anlage: 4.25

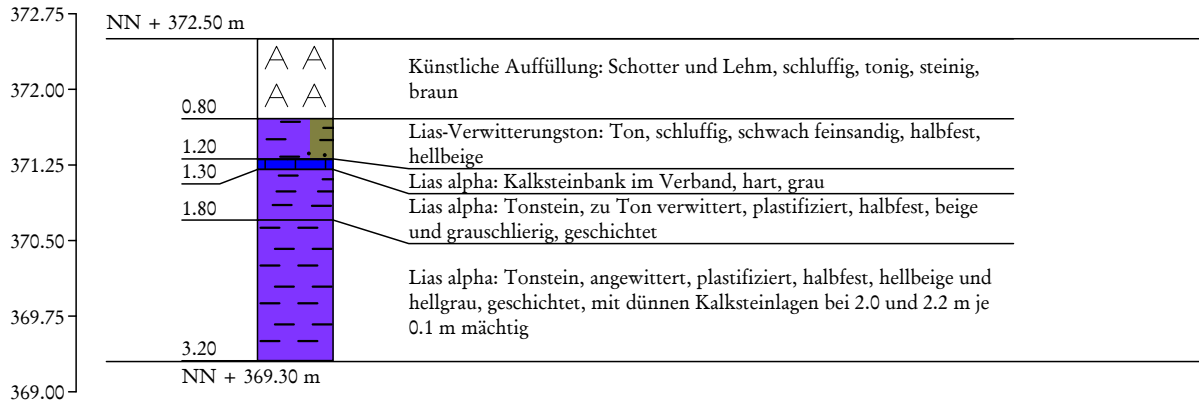
Datum: 30.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta



S 16



Höhenmaßstab 1:75

**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

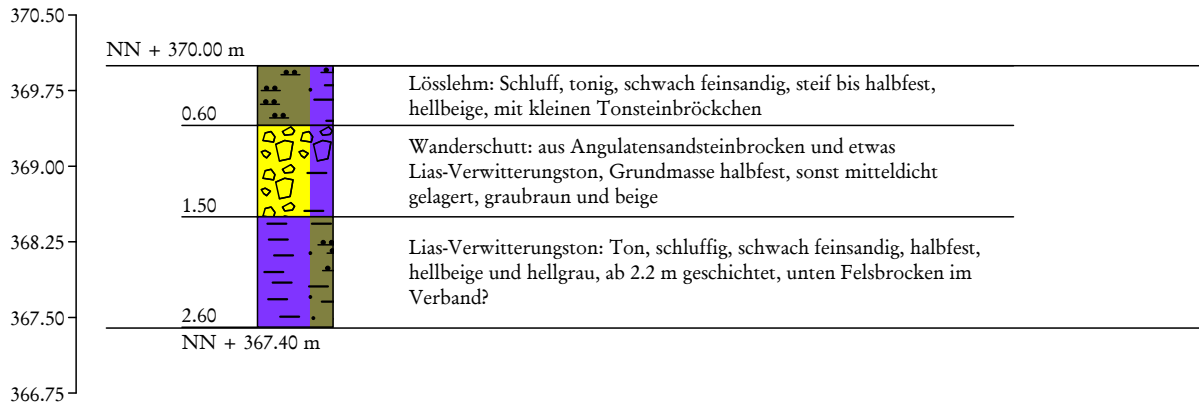
Anlage: 4.26

Datum: 31.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

S 17



**DR. ALEXANDER SZICHTA**  
**GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH**  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang  
 Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und  
 Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Anlage: 4.27

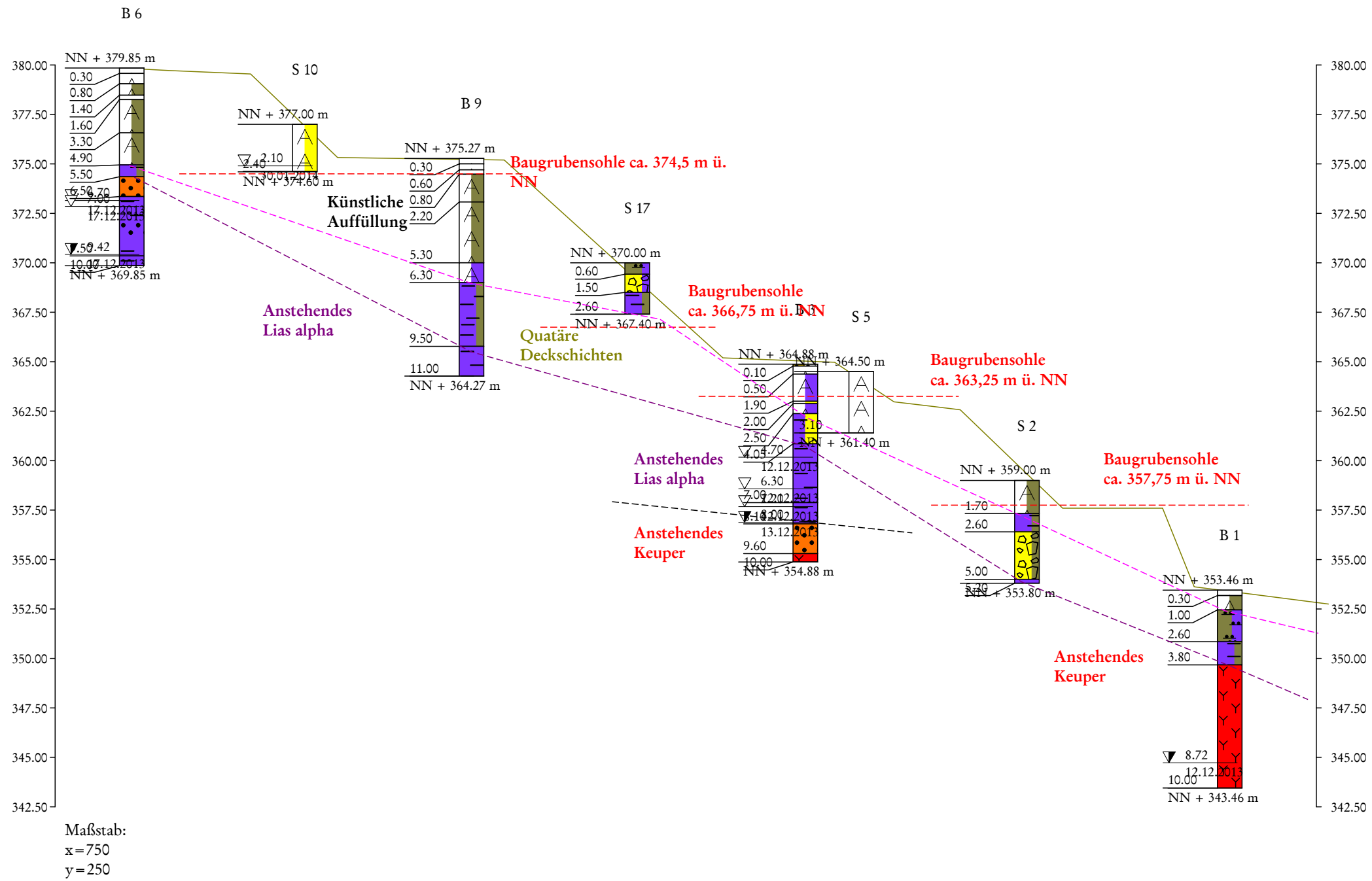
Datum: 31.01.2014

Auftraggeber: Hofkammer  
 Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE),  
 Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

A

A



DR. ALEXANDER SZICHTA  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

Anlage: 5.1

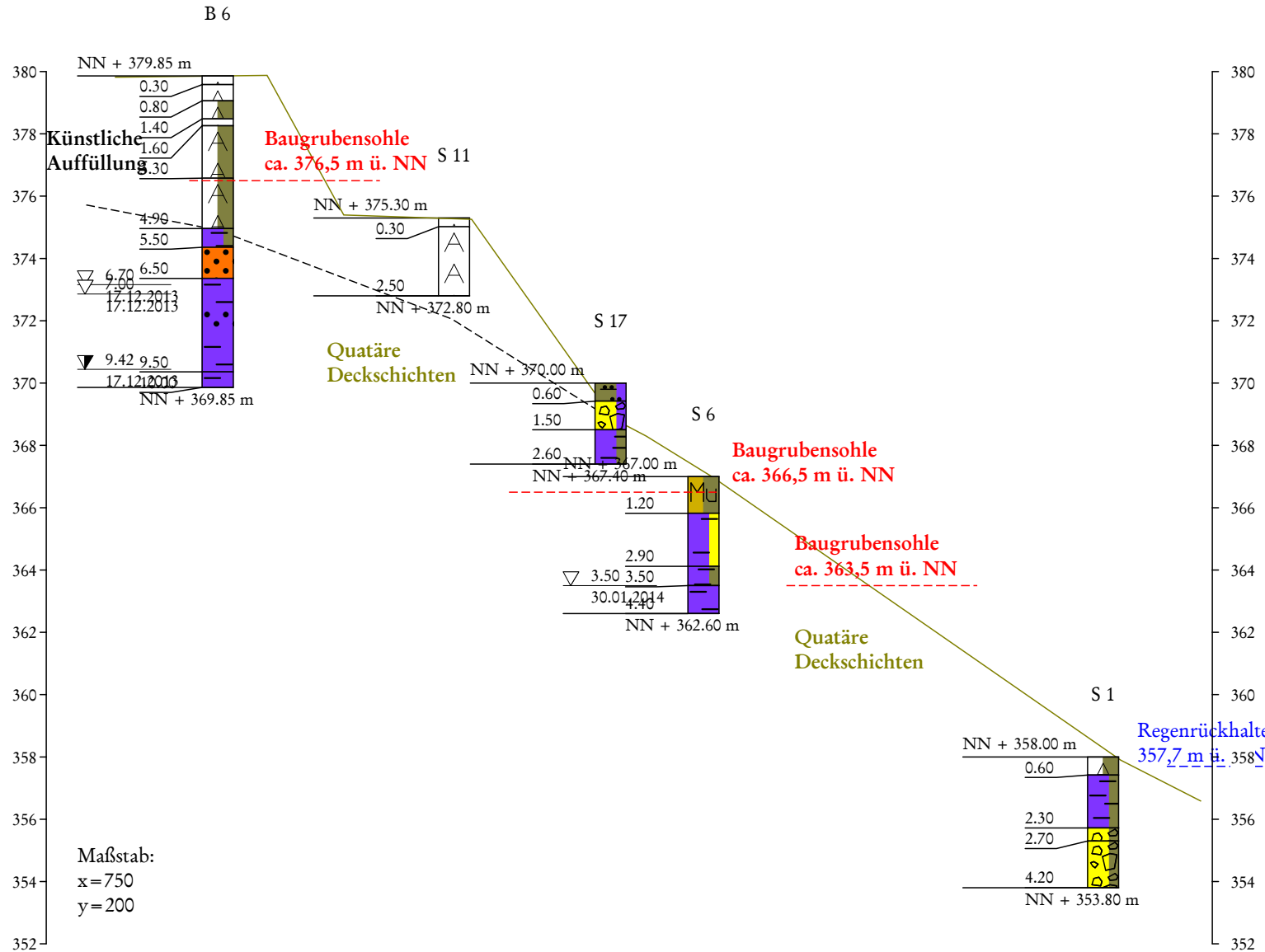
Datum: 27.02.2014

Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

Geologischer Profilschnitt A-A

B



Maßstab:  
x=750  
y=200

DR. ALEXANDER SZICHTA  
GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

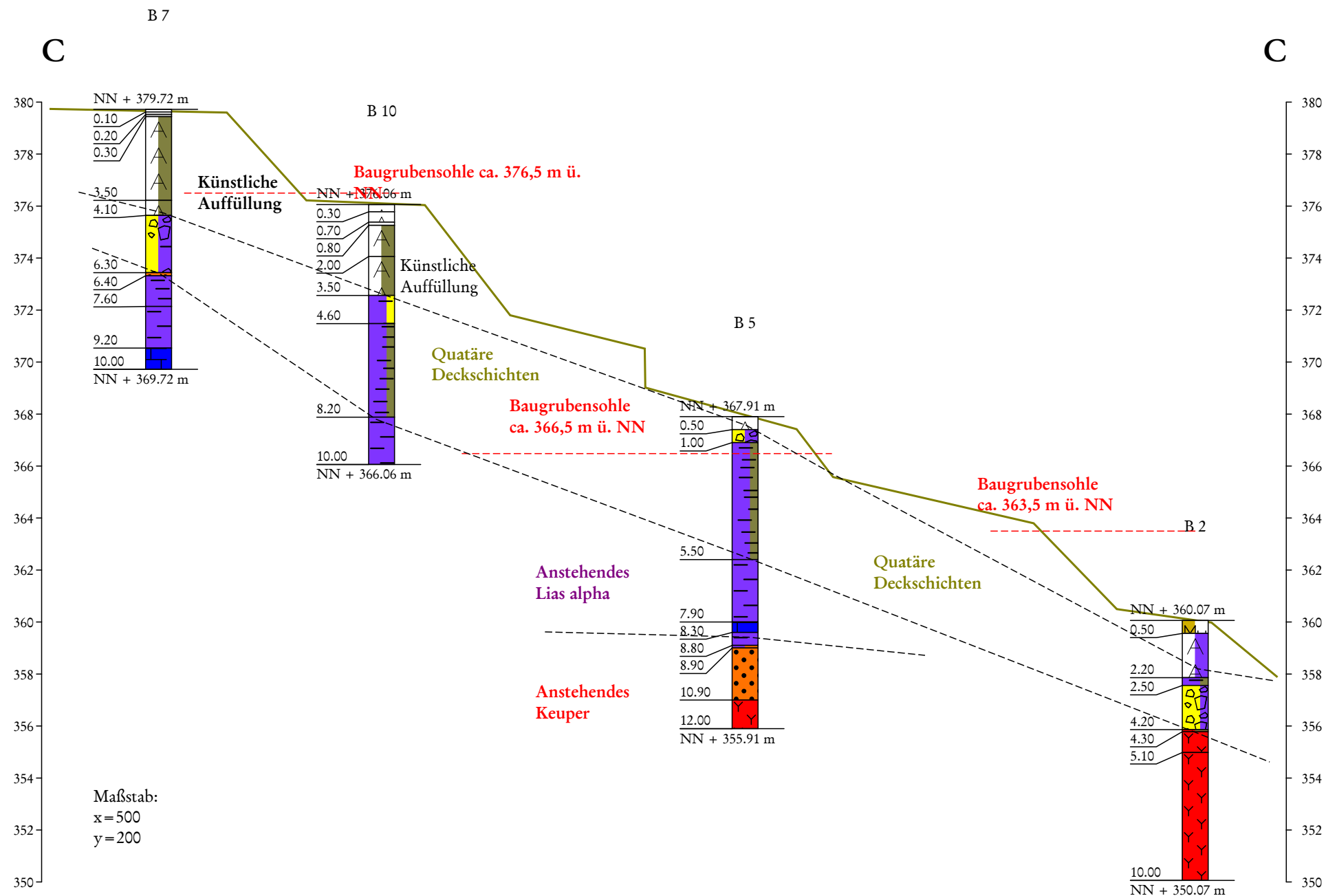
Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Anlage: 5.2

Datum: 27.02.2014

Bearb.: Dr. Szichta

Geologischer Profilschnitt B-B



DR. ALEXANDER SZICHTA  
 GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH  
 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28  
 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de

Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung

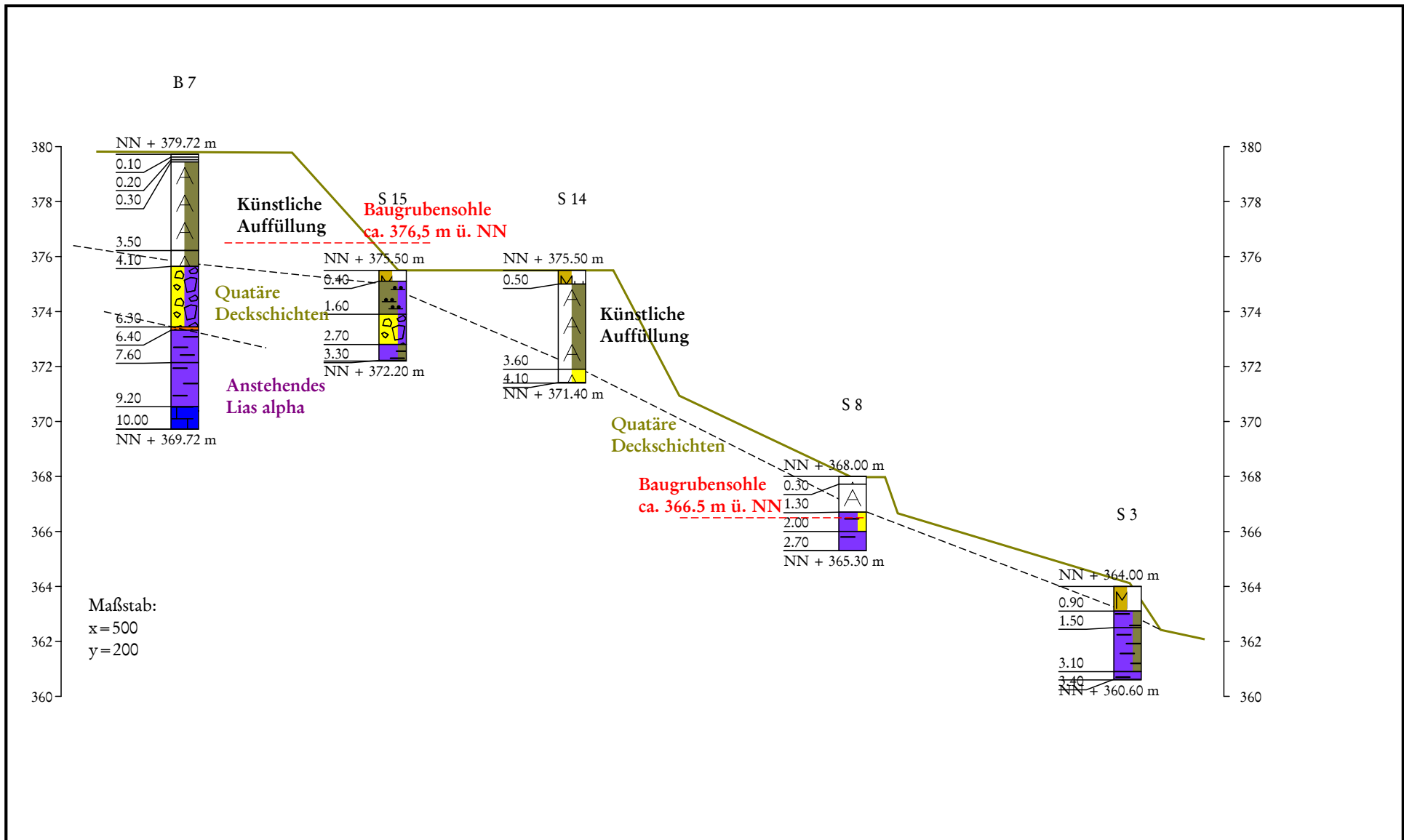
Anlage: 5.3

Datum: 27.02.2014

Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern

Bearb.: Dr. Szichta

**Geologischer Profilschnitt C-C**



<b>DR. ALEXANDER SZICHTA</b> GEOLOGISCHE BERATUNGS GMBH 73765 Neuhausen, Harthäuser Straße 28 Tel.: 07158-94 78 62, E-mail: mail@szichta.de	Projekt: BV "Stadteingang Ostfildern-Parksiedlung", Breslauer- und Danziger Straße, 73760 Ostfildern-Parksiedlung	Anlage: 5.4
	Auftraggeber: Hofkammer Projektentwicklungsgesellschaft mbH (HKPE), Herzog-Carl-Straße 2, 73760 Ostfildern	Datum: 27.02.2014
		Bearb.: Dr. Szichta

**Geologischer Profilschnitt D-D**

Hofkammer des Hauses Württemberg  
HKPE Hofkammer Projektentwicklung GmbH  
Herzog-Carl-Straße 2  
73760 Ostfildern

Eingetragen in das Verzeichnis der Institute  
für Erd- und Grundbau nach DIN 1054

Geschäftsführer:  
Prof. Dr.-Ing. Edelbert Vees  
Dipl.-Geol. Dr. Klaus Kleinert

26.02.2010  
Az 10 014

## **Geotechnisches Gutachten**

zu den Untergrundverhältnissen  
im geplanten Baugebiet „Parksiedlung Nord-Ost“  
in Ostfildern

<b>Inhalt</b>	<b>Seite</b>
1 Vorbemerkungen .....	4
2 Lage und geologischer Überblick .....	5
3 Durchgeführte Untersuchungen .....	5
4 Untersuchungsergebnisse .....	6
4.1 Schichtaufbau des Untergrundes.....	6
4.2 Ergebnisse der Rammsondierungen.....	11
4.3 Grundwasserverhältnisse .....	13
4.4 Einstufung des erschlossenen Untergrundes in Boden- und Felsklassen nach DIN 18300 und DIN 18301 .....	15
4.5 Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen .....	16
5 Beurteilung des Verformungsverhaltens der erschlossenen Schichten .....	17
6 Folgerungen für die Erschließung .....	18
6.1 Leitungsbau.....	18
- Aushub und Sicherung von Leitungsräben.....	18
- Auflagerung von Entwässerungsleitungen .....	19
- Grabenverfüllung .....	20
6.2 Straßenbau.....	21
- Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln .....	22
- Bodenaustausch .....	23
- Verstärkung der Trag- bzw. Frostschuttschicht.....	23
7 Hinweise zur Bebauung .....	24
- Baugruben und Böschungen .....	24
- Gründung .....	25
- Schutz von Gebäuden vor Durchfeuchtung aus dem Untergrund .....	26
8 Weitere Hinweise .....	27
8.1 Rutschneigung des Hanggeländes .....	28
8.2 Regenwasserbewirtschaftung.....	28
8.3 Entsorgung von Aushubmaterial.....	29
8.4 Kampfmittel .....	29
8.5 Weitere Erkundungen.....	30
9 Schlussbemerkungen .....	31



**Anlagen**

- 1.1           Übersichtslageplan, M. 1:10 000
- 1.2           Lageplan, M. 1:1000 mit Koordinatenliste
- 2.1 – 2.4     Schichtprofile der Schürfgruben SG1 bis SG 5,  
Diagramme der Rammsondierungen SRS 1 bis SRS 5
- 2.5           Schematisches Geologisches Profil
- 3.1 – 3.2     Bodenmechanische Laborergebnisse
- 4.1 + 4.2     Boden- und Felsklassen nach DIN 18300 und DIN 18301

## 1 Vorbemerkungen

In Ostfildern (Stadtteil Parksiedlung) wird erwogen, das Hanggelände zwischen der Danziger Straße und der Breslauer Straße als Wohngebiet zu erschließen. Es liegt am nordöstlichen Rand der Parksiedlung und wird in den Plänen der Stadt Ostfildern als „Parksiedlung Nord-Ost“ bezeichnet. Das ca. 2,3 ha große Areal ist relativ steil nach Nordosten geneigt. Unser Büro wurde beauftragt, die Untergrundverhältnisse in diesem Gelände in einem ersten Erkundungsschritt zu erkunden und im Hinblick auf eine Erschließung und Bebauung allgemein zu beurteilen. Eine Untersuchung auf mögliche Untergrundverunreinigungen (Altlasten) war nicht Gegenstand unserer Beauftragung.

Zur Bearbeitung des Auftrages erhielten wir von der Stadt Ostfildern folgende Unterlagen:

- [1] Lageplan mit Höhenlinien (Vorabzug), M. 1:1000 (Stand vom 05.02.2010), Planfertiger Ingenieurbüro Wagner aus Ostfildern
- [2] Ausschnitt aus der Stadtgrundkarte (Datum 22.09.2009), M. 1:1000, Planfertiger Stadt Ostfildern
- [3] Bebauungsplanentwurf, Abgrenzungsplan, M. 1:1500 (Datum 10.12.2009), Planfertiger Stadt Ostfildern, Fachbereich 3
- [4] Plankopien (Lageplan, Grundriss, Geländeschnitt) des Regenrückhaltebeckens Danziger Straße (RRB 26), Datum 22.01.1979, Planfertiger Tiefbauamt Ostfildern

Im Zuge der Erkundungsarbeiten führten wir in Abstimmung mit dem Stadtplanungsamt Ostfildern eine Leitungserhebung durch, dabei erhielten wir folgende Planunterlagen:

- [5] Lageplan, M. 1:1000 mit Eintrag der Gasversorgung im Bereich Danziger/Breslauer Straße, ohne Fertigungsdatum, erhalten von den Stadtwerken Esslingen am Neckar (SWE-Gasversorgung) per E-Mail am 09.02.2010
- [6] Ausschnitt aus der Stadtgrundkarte mit Luftbild und Eintrag der Kanalisation (Erstellungsdatum 05.02.2010), M. 1:1000, Planfertiger Stadt Ostfildern, erhalten per E-Mail am 08.02.2010
- [7] Plankopie mit Eintrag der Stromleitungen, erhalten von der Panauskunft ENBW Regional AG, M. 1:1000, erhalten per E-Mail am 08.02.2010
- [8] Lageplan mit Eintrag der Kanalisation und Wasserversorgung M. 1:1000, ohne Planfertiger (Erstellungsdatum 05.02.2010), erhalten vom Stadtplanungsamt Ostfildern per E-Mail am 08.02.2010

Anhand dieser Unterlagen und der Ergebnisse unserer Untersuchungen wurde das vorliegende Gutachten erarbeitet.

## 2 Lage und geologischer Überblick

Das geplante Baugebiet liegt am nordöstlichen Rand der Parksiedlung in Ostfildern auf einem steil nach Norden bis Nordosten geneigten Hanggelände (vgl. Anlage 1.1). Es ist terrasiert und bereichsweise mit Bäumen und Buschwerk bestanden. Der größte Teil der Fläche (Flst. 6242/1, /6 und /7) wurde bisher von einer Gartenbaufirma als Betriebshof, Lager- und Abstellflächen genutzt. Sie ist deshalb stark gegliedert (Einschnitts- und Auffüllböschungen) und bereichsweise mit Schotter oder Pflaster befestigt. Im Ostteil dieser Fläche befinden sich verschiedene Gebäude (vgl. Anlage 1.2). Bei dem südlichen Teil des Baugebietes (Flst. 6242/5 und 7859) handelt es sich um städtisches Gelände, es wird bereichsweise als Park- und Spielfläche genutzt. Auch dieser Bereich ist stark gegliedert: Unterhalb der Danziger Straße verlaufen über die ganze Länge zwei 3 m bis 5 m hohe Böschungen (wahrscheinlich überwiegend Auffüllböschungen). Auf der Verebnung dazwischen befinden sich ein Parkplatz, ein Regenrückhaltebecken und die genannten Spielflächen (vgl. Anlage 1.2).

Der topografisch höchste Punkt befindet sich am südwestlichen Rand des Untersuchungsgebietes auf ca. 379,5 m NN. In seiner nordöstlichen Ecke fällt das Gelände bis auf ca. 350 m NN ab.

Der natürliche Untergrund besteht unter Auffüllungen zuoberst aus bindigen Deckschichten (Hanglehm- und Hangschuttablagerungen). Darunter setzt die Schichtfolge des Unteren Schwarzen Jura ein (Lias  $\alpha 1$ ), die in unverwittertem Zustand aus Tonstein mit einzelnen Kalksteinbänken besteht. Diese Schichtfolge ist hier tiefgründig verwittert. Darunter folgen die Schichten des Rät (ko) und des Knollenmergels (km5).

In den Hanglehm- und Hangschuttböden und im Verwitterungston des Lias  $\alpha 1$  wurde lokal Sickerwasser und Staunässe angetroffen (vgl. Abschnitt 4.3). In den Hartgesteinsbänken (Kalkstein) der geringer verwitterten Lias- $\alpha 1$ -Schichten ist mit schichtgebundener Grundwasserführung zu rechnen.

## 3 Durchgeführte Untersuchungen

Zur direkten Erkundung der Untergrundverhältnisse wurden am 08.02.2010 von der Firma Raisch mit einem Tieflöffelbagger fünf Schürfgruben mit Tiefen von 3,6 m (SG 5) bis 4,2 m (SG 2, SG 4) angelegt.

Zur Verdichtung des Untersuchungsrasters führten wir am 11.02. und 15.02.2010 fünf Sondierungen (SRS 1 bis SRS 5) mit der schweren Rammsonde (DPH) nach DIN EN ISO 22476-2 aus.

Bei diesem Verfahren wird ein Gestänge mit einer verdickten Sondenspitze (Querschnittsfläche 15 cm<sup>2</sup>) durch ein Fallgewicht (50 kg) mit gleichbleibender Fallhöhe (50 cm) in den Untergrund gerammt, wobei man die Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringung ( $N_{10}$ ) feststellt. Diese Schlagzahlen sind ein Maß für den Eindringwiderstand; sie erlauben daher Schlüsse auf das Verformungs- und Festigkeitsverhalten eines Bodens. In sehr dicht gelagerten, nichtbindigen Böden, bei großer Überlagerungshöhe, bei eingelagerten Steinen und in felsartig festem Gestein ist kein Eindringen der Sondenspitze möglich. Nach Abschluss der Sondierarbeiten wurden die Sondierlöcher mit Tonpellets verfüllt.

Die Ansatzstellen der Aufschlüsse (Schürfgruben und Rammsondierungen) sind im Lageplan (Anlage 1.2) eingetragen. Sie wurden vom Ingenieurbüro Wagner aus Ostfildern nach Lage und Höhe eingemessen.

Der in den Schürfgruben erschlossene Schichtaufbau wurde vom links Unterzeichnenden geologisch und bodenmechanisch aufgenommen. In den Anlagen 2.1 bis 2.4 sind die Schichtprofile der Schürfgruben und die Schlagzahldiagramme der Rammsondierungen dargestellt. Anlage 2.5 enthält ein schematisches geologisches Profil des Hanggeländes.

An charakteristischen Bodenproben wurden in unserem Labor bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse (vgl. Anlage 3) dienen zur näheren Beurteilung der angetroffenen Böden und zur Festlegung der bodenmechanischen Kennwerte (vgl. Abschnitt 4.4).

## **4      Untersuchungsergebnisse**

### **4.1    Schichtaufbau des Untergrundes**

In den Schürfgruben SG 1 bis SG 5 wurden von oben nach unten folgende Schichtglieder erschlossen (vgl. Schichtprofile in Anlage 2):

- Oberboden / Oberbodenandeckung (in SG 1, SG 3 – SG 5)
- Künstliche Auffüllungen (in SG 2 – SG 5)
- Hanglehm-Hangschutt (in SG 1 – SG 5)
- Schichten des Lias  $\alpha 1$  (SG 2 – SG 5)
- Rät (in SG 1)
- Knollenmergel (in SG 1)

In den Anlagen 2.1 bis 2.4 sind die entsprechenden Schichtglieder neben den jeweiligen Profilsäulen des Schichtaufbaus angegeben (vgl. auch die Tabelle am Ende dieses Abschnittes).

### **Oberboden / Oberbodenandeckung**

In der Schürfgrube SG 1 wurde zuoberst natürlicher Oberboden angetroffen. Dabei handelte es sich um humosen, durchwurzelt, mittelplastischen Ton. In SG 3 war der natürliche Oberboden mit einer Auffüllung überdeckt. In den übrigen Schürfgruben fanden sich künstliche Auffüllungen, die in SG 4 und SG 5 mit aufgefülltem Oberboden abgedeckt waren (Oberbodenandeckung).

Die Oberbodenandeckung enthielt meist Fremdbestandteile wie Sandstein- und Ziegelstücke. Ihre Dicke betrug 20 cm (SG 4) bis 70 cm (SG 5; vgl. Schichtprofile in Anlage 2).

### **Künstliche Auffüllungen**

In vier Schürfgruben fanden sich künstliche Auffüllungen. Sie besaßen in SG 3 nur geringe Dicke (0,4 m). In SG 2 und SG 5 reichten sie bis 1,15 m und 1,2 m unter Gelände. Sie bestanden meist aus steifem Ton, der mit Kalksteinstücken durchsetzt war, teilweise aus sandigem Schotter (SG 2). Dabei handelte es sich um oberflächennahe Auffüllungen, die im Zusammenhang mit der bisherigen Nutzung des Geländes stehen (Gärtnerei und Gartenbaufirma).

Relativ mächtige Auffüllungen (3,9 m) wurden in der Schürfgrube SG 4 angetroffen. Sie bestanden bis 3 m unter Gelände aus steifem, mittelplastischem und ausgeprägt plastischem Ton mit eingelagerten Kiesgeröllen und Ziegelstücken. Darunter folgte bis 3,9 m Tiefe steifer, leicht plastischer, schwach organischer Ton mit steifer und weicher Konsistenz. Augenscheinlich handelte es sich bei diesem Boden um aufgefüllten Auelehm. Er ist nach

DIN 18196 in die Bodengruppe OU<sup>1</sup> einzustufen; seine natürlichen Wassergehalte betragen 27,8 Gew.-% und 29,6 Gew.-% (vgl. Anlage 3). Diese Auffüllung an der Südseite des Geländes ist wahrscheinlich Teil einer großflächigen Geländeauffüllung unterhalb der Danziger Straße. Sie wurde wahrscheinlich beim Ausbau dieser Straße und beim Neubau des Regenrückhaltebeckens (RRB) eingebracht. Aus den Planunterlagen [4] des Regenrückhaltebeckens „Danziger Straße“ geht hervor, dass das Gelände im Bereich dieses Beckens um ca. 2,3 m bis 3,8 m gegenüber dem früheren Geländeniveau angehoben wurde. Das Bauwerk selbst schneidet ca. 7,3 m ins vorhandene Gelände ein. Man muss davon ausgehen, dass in der Umgebung dieses Bauwerks Auffüllungen bis zum Niveau der Bauwerkssohle hinabreichen (Verfüllungen von Leitungsgräben und Arbeitsräumen).

Nach der Geländemorphologie im gesamten Südteil des Geländes (Böschung unterhalb des Parkplatzes, des RRB und des Kleinspielfeldes) muss man davon ausgehen, dass hier großflächige Geländeauffüllungen vorgenommen wurden. Das Schlagzahldiagramm der SRS 2 bestätigt diese Annahme. Danach ist die Auffüllung beim Kleinspielfeld ca. 5 m dick (vgl. Abschnitt 4.2). Man kann hier nicht ausschließen, dass bereichsweise noch größere Auffüllungen vorhanden sind.

In der folgenden Tabelle sind die erschlossenen Auffülmächtigkeiten in den drei Aufschlüssen an der Südseite des Baugebietes zusammengestellt:

Aufschluss	Ansatzhöhe m NN	Dicke der Auffüllung m	Untergrenze der Auffüllung m NN
SG 4	377,60	3,9	~ 373,7
SG 5	375,68	1,2	~ 374,5
SRS 2*	375,31	ca. 5	~ 370,3

\* Bei einer Rammsondierung handelt es sich um eine indirekte Erkundungsmethode, Abweichungen der hier vorgenommenen Interpretation vom tatsächlichen Schichtverlauf sind möglich (vgl. Abschnitt 4.2).

### Hanglehm / Hangschuttablagerungen

Als oberstes natürliches Schichtglied fand sich mit Ausnahme der Schürfgrube SG 4 eine Lage aus mittelplastischen Tonböden von brauner bis hellbrauner Farbe (Bodengruppe TM nach DIN 18196). Sie besaßen steife bis halbfeste Konsistenz und enthielten in wechselnden Mengenanteilen Kalkstein- und Sandsteinstücke in Kies- und Steingröße; lagenweise überwog der Steinanteil (Steine und Ton, Steine stark tonig). Die Konsistenz der untersuchten Tonböden war vorwiegend halbfest, untergeordnet auch steif (vgl. Anlage 3). Die natürlichen Wassergehalte dieser Böden schwankten zwischen 16,2 Gew.-% und 31,3 Gew.-%.

<sup>1</sup> OU: Schluffe mit organischen Beimengungen und organogene Schluffe (35 % ≤ w<sub>L</sub> ≤ 50 %)

In geologischer Hinsicht handelt es sich hierbei um natürlich umgelagerte Verwitterungsböden (eiszeitliche Fließerdeböden), die eine Decke aus Hanglehm und Hangschutt über dem nicht umgelagerten, tieferen Untergrund bilden. Ihre Untergrenze verlief in Tiefen von 2,6 m (SG 2) bis 3,2 m unter Gelände (SG 3; vgl. Tabelle am Ende dieses Abschnittes).

Möglicherweise handelt es sich auch bei den Sandsteinblöcken des Rät, die in SG 1 erschlossen wurden, um eine umgelagerte Felsscholle, die Teil des Hangschuttes ist (vgl. unten).

### **Schichten des Lias $\alpha$ 1**

Der Untergrund unter den Auffüllungen (SG 4) und dem Hangschutt (SG 2, SG 3, SG 5) wird im größten Teil des untersuchten Geländes von Tonböden gebildet, die stratigrafisch zum Unteren Schwarzen Jura (Lias  $\alpha$ 1) zählen. In gering verwittertem Zustand handelt es sich dabei um dünn-schichtigen Tonstein mit einzelnen harten Kalkstein- und Mergelsteinbänken. Der Tonstein ist in Oberflächennähe zu Ton entfestigt (Verwitterungston). Im vorliegenden Fall waren die Lias- $\alpha$ 1-Schichten tiefgründig zu halbfestem oder steifem mittelplastischem Ton (Bodengruppe TM) mit undeutlicher Schichtung verwittert.

Die natürlichen Wassergehalte der untersuchten Böden schwankten zwischen 16,5 Gew.-% und 24,9 Gew.-%. Dies bestätigt den hohen Verwitterungsgrad der Liasschichten. Nach den Laborergebnissen besaßen die untersuchten Proben halbfeste Konsistenz (vgl. Anlage 3).

Die Untergrenze der verwitterten Lias- $\alpha$ 1-Schichten und der Übergang in festeren Tonstein konnte in den Schürfruben nicht erreicht werden. Nach den Ergebnissen der Rammsondierungen SRS 2, SRS 4b und SRS 5 reichen die stark verwitterten Lias- $\alpha$ 1-Schichten hier bis in größere Tiefe (vgl. Abschnitt 4.2).

### **Rät (ko)**

In der Schürfrube SG 1 wurde unter dem Hanglehm ab ca. 1,4 m unter Gelände das Schichtglied des Rät (ko = Oberer Keuper) angetroffen. Die Schichtfolge war stark verwittert und steinig-blockig und sandig-tonig entfestigt. Es handelte sich um ein Gemisch aus steifem, mittelplastischem Ton mit Sandsteinstücken in Kies- bis Blockgröße in stark wechselnden Massenanteilen. Darin trat kompakter Sandstein auf, der nur in zusammenhängenden Blöcken gelöst werden konnte. Die Oberfläche der Sandsteinblöcke war zum Teil in nördliche Richtung geneigt.

Bei dem Sandstein handelte es sich um hellgrauen bis gelblichen, harten und kompakten, feinkörnigen Sandstein (sog. Rätsandstein). Er war schwer lösbar. Die Abmessungen der Blöcke, die in der Schürfgrube anfielen, betragen:

$$0,3 \times 0,3 \times 0,3 \text{ m} = 0,27 \text{ m}^3$$

$$0,5 \times 1,2 \times 0,95 \text{ m} = 0,57 \text{ m}^3$$

$$1,0 \times 1,2 \times 1,4 \text{ m} = 1,68 \text{ m}^3$$

$$0,55 \times 1,2 \times 1,6 \text{ m} = 1,06 \text{ m}^3$$

Es ist nicht auszuschließen, dass an anderen Stellen noch größere Blöcke angetroffen werden oder dass der Sandstein als massiger, dickbankiger Fels im geschlossenen Schichtverband auftritt. Der Rätsandstein kann mit Dicken bis zu ein paar Metern ausgebildet sein. Stratigrafisch liegt er unterhalb des Lias  $\alpha 1$  und oberhalb des Knollenmergels (vgl. den schematischen Schnitt in Anlage 2.5). In der kleinflächigen Schürfgrube ließ es sich nicht erkennen, ob es sich bei den angetroffenen Blöcken um einen stark zerlegten Felsbereich handelte, der als zusammenhängende Scholle im Hangschutt abwärts transportiert worden war, oder um den oberflächennahen, aufgewitterten Bereich der zusammenhängenden Felsabfolge. In Anlage 2.5 ist der Befund entsprechend der erstgenannten Interpretation dargestellt.

### **Knollenmergel (km5)**

Die Schichten des Knollenmergels wurden ausschließlich in der Schürfgrube SG 1 angetroffen. Hierbei handelte sich um ungeschichteten, rötlich gefärbten Ton, der mit weißlich/gelblichen Schlieren durchsetzt war. Der Ton besaß ausgeprägte Plastizität und steife bis halb-feste Konsistenz (Bodengruppe TA nach DIN 18196, vgl. Anlage 3). Er enthielt feste Tonsteinstücke in Kies- und Steinkorngröße.

In unverwittertem Zustand besteht der Knollenmergel aus festem, schichtungslosem Tonstein. In Oberflächennähe ist er meist tiefgründig verwittert. Dies war auch hier der Fall: Die natürlichen Wassergehalte der untersuchten Proben schwankten zwischen 23,2 Gew.-% und 24,7 Gew.-%. Die Sondierung SRS 1 erreichte eine Tiefe von 13,4 m. Diese Ergebnisse zeigen, dass der Knollenmergel einen hohen Verwitterungsgrad aufweist und bis in große Tiefe zu bindigem Boden entfestigt ist. Wahrscheinlich handelt es sich bei dem Knollenmergelmaterial, das in SG 1 erschlossen war, noch um umgelagerte Böden (Hanglehm). Der Knollenmergel neigt bei Wasserzutritten und Änderungen des Hanggleichgewichts zu Kriech- und Rutschvorgängen.



In der folgenden Tabelle sind die Untergrenzen der Auffüllungen und des Hanglehmes zusammengestellt, wie sie in den Schürfgruben festgestellt wurden:

Schürfgrube	Ansatzhöhe m NN	Schichtgrenzen				Tieferer Untergrund
		Unterkante künstliche Auffüllungen		Unterkante Hangschutt/Hanglehm		
		m u. Gel.	m NN	m u. Gel.	m NN	
SG 1	355,73	-	-	≥ 4,1	≥ 351,6	Knollenmergel, verwittert
SG 2	369,94	1,15	~ 368,8	2,60	~ 367,3	Lias α1, verwittert
SG 3	366,88	0,40	~ 366,5	3,20	~ 363,7	
SG 4	377,60	3,90	~ 373,7	-	-	
SG 5	375,68	1,20	~ 374,5	2,9	~ 372,8	

- Schichtglied in der Schürfgrube nicht ausgebildet

#### 4.2 Ergebnisse der Rammsondierungen

Die Rammsondierungen dienen zur Verdichtung des Erkundungsnetzes. Ihre Eindringtiefen betragen 1,1 m (SRS 3) bis > 13 m (SRS 1 und SRS 2).

Die Sondierdiagramme zeigen, dass der Untergrund bis in relativ große Tiefen rammbaar ist. Sie bestätigen damit die tiefreichende Verwitterung. Geringe Schlagzahlen ( $N_{10} \approx 1$  bis 5) weisen auf überwiegend steife bis halbfeste Böden hin (Auffüllungen, Hanglehm und Verwitterungsböden). Bereiche mit Schlagzahlen von ca. 5 – 10 entsprechen wahrscheinlich halbfesten Verwitterungsböden. Wo im unteren Teil der Sondierungen höhere Schlagzahlen auftreten, weist dies auf festere Schichten hin (mürber, aufgewitterter Tonstein). Die Endtiefe wurde jeweils bei Anstieg der Schlagzahlen bis zum Abbruchkriterium ( $N_{10} > 60$ ) auf gering verwittertem, festem Tonstein oder einer Kalksteinbank erreicht (in SRS 3 und SRS 4a Rammhindernisse in geringer Tiefe).

Im Einzelnen lassen sich die Sondierdiagramme unter Berücksichtigung der Befunde in den Schürfgruben wie folgt deuten:

*SRS 1 (Ansatzhöhe 352,34 m NN):*

- bis ca. 0,5 m (~ 351,8 m NN): Auffüllung (evtl. gefrorener Boden)
- bis ca. 4,0 m (~ 348,3 m NN): Hanglehm (steifer, bindiger Boden)
- bis zur Endtiefe: Knollenmergel (halbfester bis fester Ton und Tonstein)
  
- bei 9,0 m – 9,6 m (~ 343,3 m NN – 342,7 m NN): festere Tonsteinlage
- Endtiefe bei 13,4 m (~ 338,9 m NN): fester bis harter Tonstein des Knollenmergels

*SRS 2 (Ansatzhöhe 375,31 m NN):*

- bis ca. 5 m (~ 370,3 m NN): Künstliche Auffüllung, steifer bis weicher Ton
- bis ca. 13,4 m (~ 361,9 m NN): Halbfester Ton (Lias  $\alpha$  1, verwittert), unten Übergang in feste Konsistenz
- Endtiefe bei 13,5 m (~ 361,8 m NN): auf einer harten, gering verwitterten Kalksteinbank im unteren Teil des Lias  $\alpha$  1

*SRS 3 (Ansatzhöhe 361,03 m NN):*

- Endtiefe bei 1,2 m (~ 359,8 m NN): auf einem Rammhindernis = Block innerhalb einer künstlichen Auffüllung oder in steinig-blockigem Hangschutt, evtl. Rät-Sandsteinfels

*SRS 4a (Ansatzhöhe 368,21 m NN):*

- Endtiefe bei 1,5 m (~ 366,7 m NN): auf einem Rammhindernis = wahrscheinlich Block innerhalb einer künstlichen Auffüllung

*SRS 4b (Ansatzhöhe 368,06 m NN):*

- bis ca. 1,1 m (~ 367,0 m NN): Künstliche Auffüllung
- bis ca. 7,0 m (~ 361,1 m NN): steifer bis halbfester Ton (Lias  $\alpha$ 1, verwittert)
- Endtiefe bei 7,1 m (~ 361,0 m NN): auf einer harten, gering verwitterten Kalksteinbank im unteren Teil des Lias  $\alpha$

*SRS 5 (Ansatzhöhe 368,99 m NN):*

- bis ca. 3 m (~ 366,0 m NN): vermutlich Hanglehm mit eingelagerten Steinen (= Schlagzählerbohrungen bei 0,8 m, 1,3 m und 2,6 m); hier evtl. auch Auffüllungen; Übergang zum Verwitterungston des Lias  $\alpha$  1 nicht fassbar
- bis ca. 7,3 m (~ 361,7 m NN): steifer bis halbfester Ton (Lias  $\alpha$ 1, verwittert), unten Übergang in feste Konsistenz
- Endtiefe bei 7,4 m (~ 361,6 m NN): auf einer harten, gering verwitterten Kalksteinbank des Lias  $\alpha$

Die Sondierungen SRS 2, SRS 4b und SRS 5 endeten bei ~ 361,0 m NN bis ~ 361,8 m NN wahrscheinlich jeweils auf derselben Kalksteinbank im unteren Teil der Lias- $\alpha$ 1-Schichtfolge. Unterhalb dieser Endtiefen ist der Übergang zum Rät zu erwarten (Tonstein und Sandstein, vgl. den Schemaschnitt in Anlage 2.5). Der Knollenmergel setzt sich unterhalb der Sondierendtiefe von SRS 1 mit abnehmbarem Verwitterungsgrad noch bis in größere Tiefe fort.

In den Sondierdiagrammen ergaben sich keine Hinweise auf ausgeprägte Weichzonen oder Gleithorizonte im verwitterten Lias  $\alpha$  1 und im Knollenmergel.

#### 4.3 Grundwasserverhältnisse

Beim Aushub der Schürfguben SG 1 und SG 4 wurden in verschiedenen Tiefenlagen schwache Sickerwasserzutritte beobachtet. Sie sind in den Anlagen 2.1 bis 2.3 links neben den Profilsäulen dargestellt. Das Wasser trat in bindigen Hanglehmböden (SG 1), in der Schürfgube SG 4 in der Auffüllung und in den verwitterten Lias- $\alpha$ 1-Schichten zu. Die übrigen Schürfguben (SG 2, SG 3 und SG 5) blieben beim Aushub trocken.

Schürfguben	Ansatzhöhen m NN	Niveaus der Wasserzutritte	
		m u. Gel	m NN
SG 1	355,73	1,0	~ 354,7
SG 4	377,60	2,8	~ 374,8
SG 4	377,60	4,2	~ 373,4

Die Schürfgruben wurden nach dem Aushub gleich wieder verschlossen, bevor sich in ihnen ein Wasserspiegel einstellen konnte. Die Beobachtungen in den Schürfgruben können deshalb nur ungefähre Anhaltswerte über die Höhenlage der Grund- bzw. Sickerwasserführung liefern.

Nach Beendigung der Sondierarbeiten konnten in den Sondierlöchern der Sondierungen SRS 1, SRS 4b und SRS 5 mit einem Lichtlot folgende Wasserstände gemessen werden (vgl. auch Anlage 2):

Rammsondierungen	Datum	Wasserstand		freie Tiefe des Sondierloches m u. Gel.	Zeitpunkt der Messung nach Sondierende
		m u. Gel.	m NN		
SRS 1	12.02.2010	6,35	345,99	9,3	15 Minuten
SRS 1	12.02.2010	6,26	346,08	9,3	4 Stunden
SRS 4b	12.02.2010	4,90	363,16	7,10	15 Minuten
SRS 4b	12.02.2010	3,75	364,31	7,10	1 Stunde
SRS 4b	15.02.2010	3,25	364,81	3,50	5 Tagen
SRS 5	12.02.10	2,60	366,39	3,68	30 Minuten

Die Sondierlöcher SRS 2, SRS 3 und SRS 4a waren nach dem Ziehen des Gestänges jeweils verstürzt, sodass in ihnen keine Messungen möglich waren. Alle Sondierlöcher wurden nach der letzten Wasserstandsmessung mit quelfähigen Tonkugeln dicht verschlossen.

Die Messergebnisse zeigen, dass in den Lias- und Knollenmergelschichten Grundwasser (Sickerwasser) zirkuliert. Es handelt sich um eine schwache Sickerwasserführung bzw. Staunässe in den Auffüllungen im Hanglehm und in den Verwitterungsböden, im tieferen Bereich auch um Kluft- und Schichtwasser in Klüften und Schichtfugen von Hartgesteinsbänken oder klüftigem Tonstein. Dabei können die Bänke je nach Jahreszeit und Witterungsverlauf auf unterschiedlichen Niveaus Wasser führen. Aufgrund des geringen Kluftvolumens der Bänke handelt es sich wahrscheinlich um relativ geringe Wassermengen.

Die Staunässe in den bindigen Böden entsteht durch Niederschlagswasser, das aufgrund der geringen Durchlässigkeit dieser Böden nur mit erheblicher Verzögerung zur Tiefe versickern kann. Die Intensität der Sickerwasserführung bzw. Staunässebildung schwankt lokal und in Abhängigkeit von Jahreszeit und Witterungsverlauf in weiten Grenzen. Nach den Beobachtungen in den Schürfgruben ist nicht anzunehmen, dass hier in Oberflächennähe ein zusammenhängender Grundwasserspiegel ausgebildet ist.

#### 4.4 Einstufung des erschlossenen Untergrundes in Boden- und Felsklassen nach DIN 18300 und DIN 18301

Schichtkomplex	Boden- bzw. Felsklasse nach	
	DIN 18300	DIN 18301
Oberboden	1	
Künstliche Auffüllungen <sup>1)</sup>	3, 4 und 5, evtl. 6	BB 2 – BB 3, BS 1 + BS 2, evtl. BS 3 + BS 4
Hanglehm- und Hangschutt	4 und 5	BB 2 – BB 3, BS 1
Lias- $\alpha$ 1-Schichten:		
- stark verwittert <sup>2)</sup>	4, 5 und 6	BB 2 – BB 4, BS 1, BS 2, FV 1
- gering verwittert <sup>3)</sup>	6 z. T. 7	FV 2 – FV 6, FD 1 – FD 3
Rät	6 und 7, z. T. 4 und 5	FV 2 – FV 6; FD 2 – FD 4, z. T. BB 2 – BB 4, BS 2 – BS 3, FV 1
Knollenmergel:		
- steif bis halbfest (Ton)	4 und 5	BB 2 – BB3, FV 1
- fest (Tonstein) <sup>4)</sup>	6	FV 2, FV 3 FD 1, FD 2, z. T. FD 3

1) in der in den Schürftgruben angetroffenen Beschaffenheit und Zusammensetzung ohne Bauwerksreste und Straßenaufbruch

2) Ton, stark verwitterter Tonstein

3) Tonstein und Kalkstein unterhalb der Sondierertiefen der Sondierungen SRS 2, SRS 4b und SRS 5

4) unterhalb der Sondierertiefe der Sondierung SRS 1

Zur Definition der Boden- und Felsklassen nach DIN 18300 und DIN 18301: siehe Anlagen 4.1 und 4.2.

Die oben getroffene Zuordnung kann ein Aufmaß auf der Baustelle nicht ersetzen. Sollte es bei der Einstufung des Untergrundes in Boden- und Felsklassen zu unterschiedlichen Auffassungen zwischen Bauherrschaft und Auftragnehmer kommen, kann der Baugrundgutachter zur Klärung offener Fragen hinzugezogen werden.

#### 4.5 Bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen

Für die erschlossenen Böden können die folgenden charakteristischen Werte angesetzt werden:

Schichteinheit	Wichte [kN/m <sup>3</sup> ]		Reibungs- winkel [°] φ'	Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ] c'	Steifemodul [MN/m <sup>2</sup> ] E <sub>s</sub>
	γ	γ'			
Künstliche Auffüllungen <sup>1)</sup>	20	10	25	–	–
Hanglehm- und Hangschutt	19	9	22,5	0 – 10 <sup>2)</sup>	2 – 4
Lias-α1-Schichten, stark verwittert: - Ton, Tonstein, entfestigt, zersetzt	20	10	22,5	5 – 10 <sup>2)</sup>	4 – 12
Knollenmergel, verwittert: - Ton, ausgeprägt plastisch	20	10	17,5 <sup>3)</sup>	10 – 15 <sup>3)</sup>	3 – 4

- <sup>1)</sup> in der in den Schürfguben angetroffenen Beschaffenheit und Zusammensetzung ohne Bauwerksreste und Straßenaufbruch
- <sup>2)</sup> Die für die Kohäsion angegebenen Werte gelten für homogene, ungestörte, bindige Böden. In Tonböden sind erfahrungsgemäß Haarrisse und feine Klüfte vorhanden, auf denen die Kohäsion auf 0 zurückgehen kann. Bei Wasserführung kann sich in derartigen Rissen auch ein Wasserdruck ausbilden.
- <sup>3)</sup> In Knollenmergelschichten können Gleitflächen auftreten. Längs solcher Gleitflächen können die Scherparameter erfahrungsgemäß auf Werte von φ = 12° und c = 0 zurückgehen (Restscherfestigkeit).

Für zerlegte Sandsteinbänke (Rät) mit tonigem Zwischenmittel auf Klüften und Schichtfugen (wie in SG 1 angetroffen) gelten die Kennwerte des Hangschutts.

Für Erddruckermittlungen bei geböschten Baugruben sind in der Regel die Kennwerte des Verfüllmaterials maßgebend. Für verdichtet eingebautes Fremdmaterial können folgende Kennwerte angesetzt werden:

Material	Reibungswinkel $\varphi'$	Wichte [ $\text{kN/m}^3$ ] $\gamma$
Schottergemische (gut abgestuft)	35°	21
Kiesgemische (auch Siebschutt)	32,5°	20
Bindige Böden	25°	20

Nach DIN 4149:2005-04 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ liegt das Baugebiet auf der Gemarkung Ostfildern-Nellingen in der Erdbebenzone 1. Beim Nachweis der Erdbebensicherheit sind die folgenden geotechnischen Parameter maßgebend:

Untergrundklasse: R

Baugrundklasse: C

## 5 Beurteilung des Verformungsverhaltens der erschlossenen Schichten

Insbesondere im südlichen Teil des Geländes befinden sich zum Teil mächtige Auffüllungen (vgl. Abschnitt 4.1). Auffüllungen sind häufig inhomogen. Zudem können sie auch ohne äußere Belastung Setzungen erfahren, die durch Konsolidation infolge des Eigengewichts (Eigensetzungen), Zersetzung organischer Substanzen oder Umlagerungsvorgänge (z. B. bei Erschütterungen durch Erdbeben) bedingt sind. Hinzu kommt die Zusammendrückung des kompressiblen Untergrundes unter der Last der Auffüllung.

Im vorliegenden Fall kann man davon ausgehen, dass die Eigensetzungen der Auffüllung aufgrund der langen Liegezeit seit der Errichtung der Spielflächen und Parkplätze weitgehend abgeschlossen sind. Nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen liegen die Auffüllböden größtenteils in steifer, bereichsweise auch in weicher Konsistenz sowie in unterschiedlicher Dicke vor. Wenn sie belastet werden (z. B. durch Fundamente), stellt sich eine erneute Konsolidation ein. Auch bei einer Bebauung mit relativ geringen Lasten können daher erhebliche und unterschiedliche Setzungen auftreten.

Künstliche Auffüllungen sind deshalb nicht zur Lastabtragung von Gebäuden geeignet.

Bei den Hanglehm bzw. Hangschuttböden und den verwitterten Liasschichten handelt es sich vorwiegend um mittelplastische Tonböden; sie bilden einen kompressiblen Untergrund. Die Zusammendrückbarkeit bindiger Böden ist umso größer, je höher ihr Wassergehalt ( $w_n$ )

bzw. ihre Plastizitätszahl ( $I_P$ ) und je geringer ihre Konsistenzzahl ( $I_C$ ) ist. Bei steifer oder halbfester Konsistenz und gleichmäßiger Belastung können diese Böden zur Lastabtragung von Gebäuden herangezogen werden. Bei weicher Konsistenz sind die Hangschutt- und Verwitterungsböden nicht zur Lastabtragung geeignet.

Im vorliegenden Fall besitzen die Lias- $\alpha 1$ -Schichten bis in größere Tiefen einen hohen Verwitterungsgrad und liegen als Verwitterungston vor. Felsartig feste Schichten in geschlossenem Gesteinsverband (harter Kalkstein und Tonstein des Lias  $\alpha 1$ , harter Rätssandstein), die praktisch inkompressibel sind, setzen hier erst in größerer Tiefe ein (bei den Sondierertiefen der SRS 2, SRS 4b und SRS 5). Auf diesem Untergrund können mit Hilfe einer Tiefgründung auch hohe und unterschiedliche Lasten setzungsarm gegründet werden.

Der verwitterte Knollenmergel, der im nordöstlichen Eckbereich des Geländes unter dem Hanglehm und Hangschutt ansteht, bildet ebenfalls einen bindigen, kompressiblen Boden. Hier gelten dieselben Überlegungen wie für den Hanglehm und die verwitterten Liasschichten.

## **6 Folgerungen für die Erschließung**

Für das untersuchte Gelände liegt noch kein Erschließungskonzept vor, sodass im Folgenden nur allgemeine Überlegungen dargelegt und grundsätzliche Hinweise gegeben werden können.

### **6.1 Leitungsbau**

#### *Aushub und Sicherung von Leitungsräben*

Bei den üblichen Tiefen der Entwässerungsleitungen von ca. 3 m bis 4 m unter Gelände werden die Leitungsräben im Hanglehm oder Hangschutt und in den stark verwitterten Lias- $\alpha 1$ -Schichten verlaufen. Im Bereich künstlicher Auffüllungen empfiehlt es sich, die Leitungen möglichst so zu planen, dass sie einheitlich auf dem natürlichen Untergrund aufgelagert werden können (Vermeidung von Bodenaustausch unter dem Auflager). Im nordöstlichen Eckbereich des Geländes, wo der Rätssandstein den oberflächennahen Untergrund bildet und wo im Hangschutt Blöcke enthalten sind, kann man nicht ausschließen, dass beim Grabenaushub auch Fels in Form von Blöcken und harten Sandsteinbänken gelöst werden muss (Klassen 6 und 7 nach DIN 18300).



Die Grabensohlen werden voraussichtlich im gesamten Baugebiet über dem zusammenhängenden Grundwasserspiegel liegen (vgl. Abschnitt 4.3). Lokale Hang- oder Sickerwasserzutritte kann man nicht ausschließen. Sie sind voraussichtlich nur gering und lassen sich fallweise mit einer offenen Wasserhaltung beherrschen.

Bei der Anlage und Sicherung von Leitungsgräben sind die Richtlinien der DIN 4124 und DIN EN 1610 zu beachten. Bei ausreichenden Platzverhältnissen kann man die Grabenwände frei böschen, sofern die Hinweise und einschränkenden Bedingungen der DIN 4124 beachtet werden. Wir empfehlen, in künstlichen Auffüllungen eine Böschungsneigung von  $45^\circ$  nicht zu überschreiten. In den Schichten des natürlichen Untergrundes mit steifer und günstigerer Konsistenz ist eine Regelneigung von  $\beta \leq 60^\circ$  möglich (bei weicher Konsistenz oder Wasserzutritten:  $\leq 45^\circ$ ). An den Böschungskronen ist ein lastfreier Schutzstreifen einzuhalten.

Da die Hangschutt- und Hanglehmböden sowie die unterlagernden Verwitterungsböden des Lias und Knollenmergels zu Rutschungen neigen, empfehlen wir, tiefe Leitungsgräben vorzugsweise in Hangfallrichtung anzulegen. In jedem Fall sollen der Aushub und die Wiederverfüllung nur abschnittsweise erfolgen.

Falls Gräben mit senkrechten Wänden ausgehoben werden sollen oder keine ausreichenden Platzverhältnisse vorliegen, sind die Gräben mit einem Verbau zu sichern. Die Art des Verbaus muss den hier anstehenden Bodenverhältnissen angepasst werden (z. B. wandernder Großtafel-Verbau).

Sollte Schichtwasser in größerem Umfang in den Gräben anfallen, ist es ratsam, dass Wasser abzuleiten, um das Hanggleichgewicht nicht zu beeinträchtigen (Begleitdränagen in den Gräben). In diesem Fall ist die zuständige Fachbehörde (Landratsamt Esslingen, Amt für Wasser- und Bodenschutz) hierüber zu informieren. Das Vorgehen im Einzelnen ist mit dem Landratsamt abzustimmen.

#### *Auflagerung von Entwässerungsleitungen*

Für die Auflagerung der Entwässerungsleitungen gelten die Richtlinien der DIN EN 1610 und des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 139. In Böden mit steifer oder günstigerer Konsistenz können die Leitungen auf einer Bettungsschicht entsprechend der genannten Regelwerke aufgelagert werden.

Sollten die Grabensohlen in weichen Böden oder Auffüllungen verlaufen oder durch Wasserzutritte aufgeweicht sein, ist es erforderlich, die Weichzonen bis auf den steifen, ungestörten Untergrund auszuräumen. Dadurch ergibt sich eine Verstärkung der planmäßigen Rohrbettung (partieller Bodenaustausch, Verstärkung der unteren Bettungsschicht nach DIN EN 1610).

Bei Weichzonen mit größerer Dicke empfehlen wir, unter der unteren Bettungsschicht „a“ nach DIN EN 1610 einen Bodenaustausch in Form einer Tragschicht aus gut verdichtbarem Material anzuordnen (z. B. Tragschichtmaterial der Körnung 0/32 mm nach TL SoB-StB 04<sup>2</sup>). An der Basis der Tragschicht ist ein reißfestes Geotextil (Robustheitsklasse 4) zu verlegen.

Es wird empfohlen, das Geotextil auch an den Grabenflanken mindestens bis zur Oberkante des Bodenaustausches hochzuziehen. Dadurch wird die Verdichtbarkeit des Bodenaustauschmaterials verbessert und ein „Abwandern“ dieses Materials in weichen Untergrund verhindert. Beim Einbau des Bodenaustausches muss die Grabensohle trocken gehalten werden (Einbau und filterstabile Kiesumhüllung einer Baudränage), damit die Verdichtung im Trockenen und ungehindert erfolgen kann.

### *Grabenverfüllung*

Bei der Verfüllung von Leitungsgräben ist großer Wert auf eine sorgfältige und sachgemäße Verdichtung des eingebauten Materials zu legen. Für die Verfüllung in der Leitungszone der Rohrgräben ist dasselbe Material zu verwenden wie für die Bettung der Rohre (vgl. Abschnitt 7). Die Verdichtungsqualität des eingebauten Materials ist im Abschnitt 9.5 der ZTV E-StB 09<sup>3</sup> vorgegeben ( $D_{Pr} \geq 97 \%$ ). Beim Einbau des Materials sind auch die Hinweise in Abschnitt 11.2 des genannten Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 139 zu beachten.

Für die Ausführung der Hauptverfüllung gelten die Vorgaben im Abschnitt 11.3 des genannten ATV-Arbeitsblattes sowie die entsprechenden Ausführungen in den ZTV E-StB 09 (dort Abschnitt 9) und der DIN EN 1610.

Das beim Aushub anfallende Material (im Wesentlichen bindige Böden, bereichsweise mit Steinen durchsetzt) ist für einen setzungsarmen Wiedereinbau nicht geeignet. Falls es unter befestigten Flächen wieder verdichtet eingebaut werden soll, muss es zuvor mit hydraulischem Bindemittel verbessert werden (vgl. ZTV E-StB 09, Abschnitt 12; dabei Aussortieren von Steinen und Weichzonen). Als Alternative kommt der Einbau von gut verdichtbarem Fremdmaterial (wie z. B. Schotter-Splitt-Sand-Gemische) in Frage.

Ein Wiedereinbau des unverbesserten Bodens kommt nur unter Grünflächen in Frage, wo Setzungen der Grabenverfüllung in Kauf genommen werden.

Künstliche Auffüllungen (Geländeauffüllung) sind sorgfältig auf ihre Eignung für einen Wiedereinbau zu prüfen. Inhomogene Böden und Gemenge, die in größerem Umfang Steine oder verrottbare Fremdmaterialien enthalten, sind ungeeignet. Eine sichere Abschätzung, welcher Anteil des Grabenaushubes in den Auffüllungen für eine Bodenverbesserung und

<sup>2</sup> TL SoB-StB 04: Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau, Ausgabe 2004, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

<sup>3</sup> ZTV E-StB 09: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2009, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

einen anschließenden setzungsarmen Wiedereinbau geeignet ist, ist aufgrund der kleinräumig wechselnden Untergrundverhältnisse vorab nicht möglich.

Wir empfehlen, hier auch geeignetes Fremdmaterial zur Grabenverfüllung vorzusehen. Besonders gut geeignet sind körnige Materialien, z. B. Tragschichtmaterial nach TL SoB-StB 04 oder gleichwertige Schotter-Splitt-Gemische. Bei nicht güteüberwachtem Material ist seine Eignung vor dem Einbau vom Auftragnehmer nachzuweisen.

Die Grabenverfüllung ist lagenweise einzubauen und mit geeignetem Gerät zu verdichten. Die Verdichtungsqualität des eingebauten Materials muss durch Eigenüberwachungsprüfungen und Kontrollprüfungen nachgewiesen werden (vgl. hierzu ZTV E-StB 09, Abschnitt 1.6). Diese Prüfungen können von unserem Institut durchgeführt werden.

Wo Leitungsgräben mit körnigem Fremdmaterial verfüllt werden, soll darüber ein wasserundurchlässiger Belag angeordnet werden (z. B. dichte Asphaltdecke), um eine unmittelbare Einsickerung von möglicherweise belastetem Oberflächenwasser in den Untergrund zu verhindern.

## 6.2 Straßenbau

Für die Bemessung und Ausführung von Verkehrsflächen gelten die RStO 01<sup>4</sup> sowie die ZTV E-StB 09.

Die erforderliche Mindestdicke des Straßenaufbaues hängt vor allem von der Frostempfindlichkeit der anstehenden Böden ab. Die bindigen Böden des natürlichen Untergrundes und der Auffüllungen sind nach Tabelle 1 der ZTV E-StB 09 in die Frostempfindlichkeitsklassen F 2 und F 3 einzustufen. Der Standort liegt nach Bild 6 der RStO 01 in der Frosteinwirkungszone I. Die erforderliche Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaues lässt sich hiernach anhand der Tabellen 6 und 7 der RStO 01 ermitteln.

Wenn als Frostschutzschicht gebrochenes Material verwendet oder eine kombinierte Frostschutz-/Tragschicht aus gebrochenem Material eingebaut wird, empfehlen wir, Schottertragschichtmaterial nach TL SoB-StB 04 in frostsicherer Abstufung zu verwenden (sog. KFT-Material).

Beim Bau der Erschließungsstraßen werden in großen Teilen des Erschließungsgebietes im Bereich des Erdplanums künstliche Auffüllungen angetroffen (Geländeauffüllung). Diese Bö-

---

<sup>4</sup> RStO 01: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 2001, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln

den sind sorgfältig im Hinblick auf ihre Eignung als Erdplanum zu prüfen. Ungeeignete Bereiche sind auszuräumen und zu ersetzen. Dazu gehören insbesondere weiche und breiige Böden sowie Gemische in lockerer, hohlraumreicher Lagerung, die nicht stabilisiert oder nachverdichtet werden können. Ebenso betrifft dies Böden, die zersetzliche oder korrodierbare Komponenten enthalten (z. B. Holz und Metallteile). Bei Verdachtsfällen ist außerdem eine Beurteilung der Auffüllung im Hinblick auf vorhandene Verunreinigungen durch einen Altlastengutachter zu empfehlen.

Für einen Regelaufbau nach RStO 01 ist auf dem Erdplanum (Unterkante Straßenaufbau) ein Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  erforderlich. Bei den anstehenden Auffüllböden und den Hangschutt- oder Hanglehmböden lässt sich dieser Wert nach den durchgeführten Laboruntersuchungen voraussichtlich nicht erreichen. Es sind deshalb Bodenverbesserungsmaßnahmen erforderlich. Dafür kommen folgende Lösungen in Betracht:

*Stabilisierung mit hydraulischen Bindemitteln (vgl. ZTV E-StB 94, Abschnitt 11.2.2)*

Die im Bereich des Erdplanums anstehenden Böden sind vorwiegend in die Bodengruppen TM (untergeordnet TA) nach DIN 18196 einzustufen. Böden der Gruppen TM lassen sich in der Regel gut mit hydraulischen Bindemitteln stabilisieren (vgl. Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Köln, Ausgabe 2004). Voraussetzung für eine Stabilisierung ist auch, dass die Böden keine erhöhten Steinanteile aufweisen, die das Fräsen erschweren oder unmöglich machen. Da die Auffüllböden, zum Teil auch der Hangschutt, gröbere Bestandteile (Steine, Blöcke, Betonbruchstücke) enthalten, muss das Planum sorgfältig im Hinblick auf die Anwendbarkeit einer Bodenstabilisierung überprüft werden.

Neben einer Stabilisierung mit Kalk kommt auch eine Stabilisierung mit Kalk-Zement-Gemischen in Betracht (z. B. „Dorosol“). Generell müssen bei einer Stabilisierung mögliche Einflüsse auf die Umgebung berücksichtigt werden (z. B. Ätzwirkung von ungelöschtem Kalk). Durch den Einsatz gekapselter Fräsen kann man die Gefahr möglicher Verwehungen gering halten.

Durch die Stabilisierung werden die Verdichtungseigenschaften des Bodens verbessert, so dass auf dem Planum der geforderte Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  erzielt werden kann. Die erforderliche Bindemittelzugabe richtet sich nach dem Wassergehalt bzw. der Plastizität des anstehenden Bodens. In der Regel liegt sie bei 2 Gew.-% bis 6 Gew.-% (bezogen auf die Trockenmasse des Bodens).

### *Bodenaustausch*

Die nicht tragfähigen oder für eine Bodenverbesserung ungeeigneten Böden unterhalb des Planums werden bis zu einem vorgegebenen Niveau ausgeräumt und durch verdichtetes, körniges Fremdmaterial ersetzt. Die Dicke des Bodenaustausches hängt vom Verformungsmodul des Untergrundes und von den Verdichtungseigenschaften des Austauschmaterials ab. Sie muss so bemessen sein, dass auf der Oberkante des Austausches (Planum) ein Verformungsmodul von  $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$  erzielt wird, sodass darauf ein Regelaufbau nach RStO 01 möglich ist. Anhaltswerte für die erforderliche Dicke des Bodenaustauschs liefern Bemessungsdiagramme (z. B. nach FLOSS<sup>5</sup> und nach KÖHLER<sup>6</sup> et al). Diese Diagramme können zur vorläufigen Massenabschätzung herangezogen werden. Bei der Bauausführung empfehlen wir, die endgültige Dicke anhand von Testfeldern zu bestimmen.

### *Verstärkung der Trag- bzw. Frostschuttschicht*

Diese Lösung stellt eine Variante des Bodenaustausches dar. Dabei wird die Dicke der ungebundenen Tragschicht gegenüber dem Regelaufbau nach RStO 01 soweit erhöht, dass der Verformungsmodul  $E_{v2}$ , der an ihrer Oberkante gefordert ist, trotz des geringeren  $E_{v2}$ -Wertes auf dem Planum erzielt werden kann. Zur Abschätzung der Tragschichtdicke können die oben genannten Diagramme ebenfalls herangezogen werden.

Falls die Straßen gegenüber dem bestehenden Geländeniveau in Dammlage ausgeführt werden sollen, ist unterhalb des planmäßigen Straßenaufbaus eine Auffüllung erforderlich (Unterbau). Sie muss über ihre gesamte Dicke setzungsarm verdichtet werden, dabei gelten die Anforderungen der ZTV E-StB 94. Beim Einbau von örtlichem Aushubmaterial ist voraussichtlich eine Bodenverbesserung erforderlich (vgl. oben). Bei Einsatz von Fremdmaterial sollen möglichst nur solche Böden verwendet werden, die ohne weitere Verbesserung einbaufähig sind. Ihre Eignung ist zuvor nachzuweisen (Eignungsprüfung).

In jedem Fall ist die geforderte Verdichtungsqualität und Tragfähigkeit des Unterbaues, des Planums und des Straßenaufbaues im Zuge der Eigenüberwachung nachzuweisen und mittels Kontrollversuchen zu überprüfen (vgl. ZTV E-StB 09).

Grundsätzlich empfehlen wir, die Erschließungsstraßen so zu planen, dass die Einschnitte und Auffüllungen auf dem Hanggelände möglichst gering gehalten werden. Dadurch soll eine

---

<sup>5</sup> FLOSS, R.: Handbuch ZTV E-StB 94, Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau; 3. Auflage, Bonn 2000 (Kirschbaum-Verlag), S. 273

<sup>6</sup> KÖHLER, U., HEROLD, A., HERING, A.: Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen und die Einschätzung der Tragkraft des Erdplanums. - Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart. Herausgeber: Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 1998

Störung des Hanggleichgewichts vermieden werden, die zu Kriech- oder Rutschbewegungen des Hangschutts und der Verwitterungsböden führen könnte (vgl. auch Abschnitt 9).

## **7 Hinweise zur Bebauung**

Ein städtebauliches Konzept für die Bebauung des Geländes liegt noch nicht vor. Im Folgenden gehen wir von einer Wohnbebauung mit Einzelhäusern, Mehrfamilienhäusern und Tiefgaragen aus.

Die hier vorgelegten Hinweise zur Gründung von Gebäuden können eine konkrete geotechnische Beratung im Einzelfall unter Berücksichtigung der jeweiligen Planung nicht ersetzen. Dazu sind jeweils weitere Aufschlüsse (z. B. Bohrungen und Rammsondierungen) erforderlich, deren Anordnung und Tiefe von der jeweiligen Planung abhängen.

Wenn man davon ausgeht, dass hier einfach unterkellerte Wohngebäude errichtet werden sollen, werden ihre Sohlen vorwiegend in bindigen Hangschutt- bzw. Hanglehmablagerungen verlaufen und in Bereichen mit geringer Deckschichtmächtigkeit die verwitterten Lias- $\alpha$ 1-Schichten und Knollenmergelböden erreichen (vgl. Schichtprofile der Schürftgruben in Anlage 2). Bereichsweise werden die Aushubsohlen auch in Auffüllungen liegen.

### *Baugruben und Böschungen*

Bei ausreichenden Platzverhältnissen und geringen Einschnittstiefen können freie Baugrubenböschungen angelegt werden. Aufgrund der steilen Hangneigung ist für die bergseitigen Baugrubenböschungen auch bei Einschnittstiefen  $< 5$  m in den meisten Fällen ein Standsicherheitsnachweis erforderlich (vgl. DIN 4124). Dabei können sich für freie Böschungen auch relativ flache Neigungen ergeben ( $\beta \leq 45^\circ$ ). Auch die übrigen Einschränkungen der DIN 4124 sind zu beachten, insbesondere müssen die Böschungskronen lastfrei gehalten werden.

Bei großen Einschnittstiefen kann es im Hinblick auf die Standsicherheit des Hanggeländes aus Platzgründen erforderlich werden, die Baugrube mit einem Verbau zu sichern (vgl. Abschnitt 9). Gegebenenfalls sind auch Maßnahmen zur Stabilisierung des Hanggleichgewichtes vorzusehen (z.B. Herstellung von Stützscheiben aus Beton in Hangfallrichtung).

Sollte in einzelnen Baugruben Sickerwasser anfallen, ist eine Wasserhaltung erforderlich. Es wird sich dabei nur um geringe Wassermengen handeln, die mit einer offenen Wasserhal-

tung mittels flacher Pumpensümpfe problemlos beherrschbar sind. Im Fall von Wasserzutriten aus dem Untergrund muss auch die wasserrechtliche Fachbehörde (Landratsamt Esslingen) verständigt werden.

Die in den Baugrubensohlen anstehenden Böden sind aufgrund ihres bindigen Charakters stark witterungsempfindlich. Bei Durchfeuchtung durch Niederschläge und Sickerwasser weichen sie rasch auf; sie sind dann ohne besondere Maßnahmen wie z. B. Baggermatratzen oder Baustraßen nicht mehr befahrbar. Es empfiehlt sich deshalb, die Baugruben soweit möglich von oben mit einem Tieflöffelbagger auszuheben.

Permanente Einschnitts- und Auffüllböschungen sollen in ihrer Höhe möglichst begrenzt werden (Vorschlag:  $\leq 4$  m), um Störungen des Hanggleichgewichtes zu vermeiden (Standortsicherheitsnachweis). Sie sollen nicht steiler als mit einer Neigung von 1:1,5 angelegt werden. Dann sind die Begrünung und gärtnerische Pflege ohne größere Schwierigkeiten möglich.

### *Gründung*

Wenn die Gebäude einheitlich unterkellert werden, ist damit zu rechnen, dass die Gründungssohlen meist in Hangschutt-, Hanglehm- und Verwitterungsböden verlaufen. Dabei handelt es sich zwar um kompressible Böden, die bei mäßigen Lasten und gleichmäßiger Lastverteilung aber zur Lastabtragung geeignet sind (vgl. Abschnitt 5). Aufgrund der Hanglage ist hier häufig der Fall zu erwarten, dass im bergseitigen Teil der Baugrube die tragfähigen Hanglehm- oder Verwitterungsböden planmäßig erreicht werden, während im talseitigen Bereich noch stärker verformbare Böden anstehen (Weichböden oder Auffüllungen). Wenn die Gründung bei solchen Verhältnissen auf Böden mit unterschiedlicher Kompressibilität erfolgt, können schädliche Setzungsdifferenzen auftreten.

Es ist deshalb erforderlich, dass die Gründung der einzelnen Baukörper jeweils in einheitlichem Untergrund erfolgt. Dazu ist es voraussichtlich erforderlich, die Fundamente im talseitigen Bereich so weit hinabzuführen, dass sie in demselben Untergrund gegründet werden wie an der Bergseite. Bei Gebäuden mit geringen und gleichartigen Lasten können bei einheitlicher Gründung im natürlichen Untergrund mit mindestens steifer, halbfester oder günstigerer Konsistenz die zulässigen Bodenpressungen je nach Bodenart nach den Tabellen A.5 oder A.6 der DIN 1054 angesetzt werden.

Voraussetzung für die Ausführung einer derartigen Flachgründung bzw. vertieften Flachgründung ist jedoch immer, dass ungefähr gleiche Setzungsbeträge zu erwarten sind. Im Hinblick auf die Hanglage (Aufnahme des Erddruckes) und ein gleichartiges Setzungsverhalten empfiehlt es sich, die Untergeschosse einheitlich in Stahlbeton und möglichst biegesteif auszubilden.

Die Fundamentvertiefungen sollen vorzugsweise streifenförmig in Hangfallrichtung angeordnet werden (abgetreppte, zusammenhängende Fundamentscheiben). Eventuell können sie auch in Form einzelner Pfeiler aus unbewehrtem Beton ausgeführt werden.

Im Hinblick auf die Schrumpfeempfindlichkeit der Tonböden sollen die Gründungssohlen der Außenfundamente in den bindigen Deckschichten mindestens bis 1,6 m unter das fertige Außengelände geführt werden. Da Bäume dem Untergrund auch bis in größere Tiefen Wasser entziehen und so Schrumpfsetzungen verursachen können, empfehlen wir außerdem, großwüchsige Bäume nicht in der unmittelbaren Nachbarschaft der geplanten Bebauung zu pflanzen. Wo diese Forderung nicht eingehalten werden kann, müssen die Gründungssohlen bis auf tiefere, nicht schrumpfgefährdete Schichten hinabgeführt werden (Tiefgründung, vgl. unten).

Die Böden des natürlichen Untergrundes sind bis in größere Tiefe stark verwittert. Bei Gebäuden mit hohen und ungleichen Lasten (z. B. Tiefgaragen unter Wohngebäuden, Gebäude mit stark aufgelösten Grundrissen und wechselnden Höhen) können bei Ausführung einer einfachen Flachgründung in diesen Böden schädliche Setzungen und Setzungsdifferenzen auftreten. In solchen Fällen können die bindigen Verwitterungsböden nicht als Gründungshorizont herangezogen werden. Je nach Art und Lastverteilung des Gebäudes sowie der Mächtigkeit der Verwitterungsböden kommen stattdessen folgende Gründungsmöglichkeiten in Betracht (Tiefgründungen):

- Gründung auf Bohr- oder Verdrängungspfählen, auch Fertigteilpfählen
- Brunnen- oder Pfeilergründung
- Gründung auf Betonrüttelsäulen, evtl. tiefe Bodenvermörtelung

Hierbei ist zu bedenken, dass mit der bisherigen Erkundung im größten Teil des Bebauungsplangebietes die Tiefenlage des felsartigen Untergrundes (gering verwitterte Lias- $\alpha$ 1-Schichten, zusammenhängender Rätsandstein) nicht oder nur mit indirekten Aufschlüssen (Sondierungen) erschlossen wurde. Deshalb können für die möglichen Gründungsvarianten noch keine Bemessungsansätze als Grundlage für Massen- und Kostenschätzungen angegeben werden. Tiefgründungen kommen auch in Bereichen in Frage, wo künstliche Auffüllungen noch unter die geplante Bauwerkssohle hinabreichen.

#### *Schutz von Gebäuden gegen Durchfeuchtung aus dem Untergrund*

Die Sohlen einfach unterkellerten Gebäude verlaufen nach den bisherigen Erkundungsergebnissen oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels (vgl. Abschnitt 4.2).



Lokale und zeitweilige Sicker- oder Hangwasserzutritte können allerdings nicht ausgeschlossen werden. Auch versickerndes Niederschlagswasser, das in die Arbeitsräume gelangt, wird auf der Sohle der Arbeitsräume gestaut und kann nur mit erheblicher Verzögerung in den bindigen, gering durchlässigen Verwitterungsböden zur Tiefe versickern.

Um die Ausbildung von (zeitweise) drückendem Wasser zu verhindern, stellen deshalb Dränmaßnahmen nach DIN 4095 sowie eine Abdichtung gegen nicht stauendes Sickerwasser nach DIN 18195-4 die technisch angemessene Lösung dar, um die Untergeschosse gegen Durchfeuchtung aus dem Untergrund zu schützen.

Eine rückstausichere Ableitung des anfallenden Wassers muss jederzeit gewährleistet sein. Bauteile, die unter das jeweilige Dränniveau hinabreichen, sind in wasserundurchlässigem Beton druckwasserdicht herzustellen. Im Einzelnen verweisen wir auf die genannten Normen DIN 18195 und DIN 4095.

Eine Dränung auf der Grundlage der DIN 4095 entspricht dem Stand der Technik. Sie ist hier aus geotechnischer Sicht auch im Hinblick auf die Hangstabilität ratsam (vgl. Abschnitt 9). Wenn das Dränsystem oberhalb des zusammenhängenden Grundwasserspiegels verläuft, wovon nach den bisherigen Untersuchungsergebnissen auszugehen ist, findet dadurch keine ständige Grundwasserableitung statt. Die Dränagen werden vielmehr nur nach stärkeren Niederschlägen Wasser führen. Es empfiehlt sich, das zeitweilig anfallende Dränwasser in einen Frischwasserkanal oder einen natürlichen Vorfluter abzuleiten (Wassergraben, Bachlauf).

Die höchstmögliche Lage des Grundwasserspiegels ist im vorliegenden Fall nicht bekannt. Wir empfehlen deshalb, Dränagen in der oben beschriebenen Weise nur bei einfach unterkellerten Bauteilen auszuführen. Bauteile, die tiefer einschneiden, sollten beim gegenwärtigen Kenntnisstand jeweils als druckwasserdichte, auftriebssichere Wanne hergestellt werden (in der Regel „weiße Wanne“).

## **8 Weitere Hinweise**

### **8.1 Rutschneigung des Hanggeländes**

Bei der hier vorliegenden, relativ steilen Hanglage und den bindigen Böden im Untergrund (Auffüllungen, Hanglehm, Verwitterungston) ist besonderes Augenmerk darauf zu legen, dass das Hanggleichgewicht nicht beeinträchtigt wird. Hohe Auffüllungen, tiefe Einschnitte und Veränderungen der Sickerwasserführung im Untergrund können Kriech- und Rutschbe-

wegungen auslösen. Dabei sind die verwitterten Knollenmergelschichten im nordöstlichen Teil erfahrungsgemäß besonders empfindlich. Mit Kriechen werden lang andauernde, bruchlose Abwärtsbewegungen insbesondere der stark verwitterten, oberflächennahen Böden bezeichnet.

Bei Rutschungen im Knollenmergel ist häufig Wasser beteiligt, das z. B. aus überlagernden Lias-Bänken in den Untergrund gelangen kann. Lokale Sickerwasserführung wurde bei der Baugrunderkundung beobachtet (vgl. Abschnitt 4.2).

Zusätzliche punktuelle Einsickerungen von Wasser wirken sich deshalb hier negativ auf das Hanggleichgewicht aus. Wie in den vorangegangenen Abschnitten beschreiben, empfehlen wir deshalb die Ausführung von Dränagen zur Ableitung von Sickerwasser.

Oft werden Rutschungen auch durch Veränderungen des Massengleichgewichtes auf Hängen ausgelöst, wenn z. B. beim Aushub von Baugruben Einschnittböschungen angelegt werden. Deshalb wurde in den vorangegangenen Abschnitten empfohlen, permanente Einschnitte und Auffüllungen gering zu halten (vgl. im Einzelnen Abschnitte 6.2 und 7). Gegebenenfalls ist die Standsicherheit rechnerisch zu prüfen, auch besondere Maßnahmen zur Erhöhung der Böschungstabilität können erforderlich sein.

## 8.2 Regenwasserbewirtschaftung

Nach dem DWA-Arbeitsblatt A 138<sup>7</sup> liegt der für Versickerungen entwässerungstechnisch relevante Bereich der Durchlässigkeit des Untergrundes etwa in einem Bereich des Durchlässigkeitsbeiwertes  $k$  von  $1 \cdot 10^{-3}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s (DWA-A 138, Abschnitt 3.1.3). Dies entspricht nach DIN 18130 stark durchlässigen bis durchlässigen Böden.

Die hier vorliegenden Böden des natürlichen Untergrundes bestehen aus Ton der Boden- gruppen TM und TA nach DIN 18196. Ihre Durchlässigkeiten liegen in der Größenordnung von  $k \leq 10^{-8}$  m/s (sehr schwach durchlässig). Sie sind demnach für eine Versickerung von Niederschlagswasser nicht geeignet.

Unabhängig davon müssen hier lokale Einsickerungen von Wasser vermieden werden, um das Hanggleichgewicht nicht zu gefährden (vgl. Abschnitt 8.1).

Aufgrund dieser Überlegungen empfehlen wir, hier Maßnahmen zur Abflussdämpfung und Retention des Niederschlagswassers vorzusehen (Dachbegrünung, Rückhalte- und Retentions-

---

<sup>7</sup> DWA-Arbeitsblatt A 138: „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, herausgegeben von der DWA (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.), Hennef, April 2005

Filterbecken mit dichten Sohlen) und das Wasser gedrosselt im Trennsystem (Frischwasserkanal) abzuleiten.

### 8.3 Entsorgung von Aushubmaterial

Die Beurteilung der Böden im Hinblick auf Altlasten war nicht Gegenstand unserer Beauftragung. Bei der Schichtaufnahme der Schürfgruben ergaben sich keine Hinweise auf Verunreinigungen des Untergrundes. Eine gezielte Erkundung im Hinblick auf eventuelle Altlasten war allerdings nicht Gegenstand unserer Beauftragung.

Es ist nicht auszuschließen, dass lokal, insbesondere im Bereich künstlicher Auffüllungen, Schadstoffgehalte vorhanden sind, deren Konzentrationen über die Zuordnungswerte Z 0 der Verwaltungsvorschrift Boden vom 14.03.2007<sup>8</sup> hinausgehen. In diesem Fall ist die Wiederverwertbarkeit des gelösten Materials eingeschränkt (vgl. die genannte Verwaltungsvorschrift). Wir empfehlen deshalb, im Zuge der weiteren Planung entsprechende Untersuchungen durchführen zu lassen. Dies kann beim zweiten Erkundungsschritt erfolgen (vgl. Abschnitt 8.5). Für die Ausführung empfiehlt es sich, bei den Aushub- und Erdarbeiten vorzugeben, dass neben Böden des Zuordnungswertes Z 0 auch Material der Zuordnungswerte Z 0\* und Z 1.1 ohne Preisaufschlag entsorgt wird. Für Böden der Zuordnungswerte Z 1.2 und Z 2 sowie für Bauschutt sollen die Entsorgungskosten ebenfalls vorab vereinbart werden.

Für weitergehende Untersuchungen und Beurteilungen (auch im Zusammenhang mit dem Rückbau von Altgebäuden, Tanks usw.) empfehlen wir, einen Altlastengutachter hinzuzuziehen.

### 8.4 Kampfmittel

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden keine Erhebungen und Untersuchungen bezüglich etwaiger auf dem Gelände vorhandener Kampfmittel (z. B. Bombenblindgänger etc.) durchgeführt. Möglicherweise liegen der Stadt Ostfildern verlässliche Kenntnisse vor, dass das Gelände als kampfmittelfrei gilt und somit keine weiteren Untersuchungen erforderlich sind. Andernfalls müssen entsprechende Erhebungen/Untersuchungen durchgeführt werden. Der erste Untersuchungsschritt im Hinblick auf Kampfmittel besteht in der Auswertung von Luftbildern. Die Auswertung erfolgt durch den Kampfmittelbeseitigungsdienst Baden-Württemberg.

---

<sup>8</sup> Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums Baden-Württemberg für die Verwertung von als Abfall eingestuftem Bodenmaterial vom 14. März 2007 – Az.: 25-8980.08M20 Land/3 –

Von privaten Firmen werden ebenfalls Luftbildauswertungen durchgeführt. Auf Wunsch können wir eine solche kurzfristige Auswertung veranlassen.

Falls durch die Luftbildauswertung der Verdacht auf Kampfmittelreste im Untergrund nicht ausgeräumt werden kann, sind im Zuge der Bauausführung besondere Vorkehrungen unter Beachtung der Empfehlungen des Kampfmittelbeseitigungsdienstes Baden-Württemberg zu treffen. Für Verbaubohrungen sind z. B. in solchen Fällen vorab Sondierbohrungen zur Prüfung der Kampfmittelfreiheit des Untergrundes durchzuführen.

## 8.5 Weitere Erkundungen

Die bisher ausgeführten Baugrundaufschlüsse sollten in einem ersten Erkundungsschritt einen Überblick über die Untergrundverhältnisse des geplanten Baugebietes bieten und allgemeine Folgerungen für eine Bebauung und Erschließung ermöglichen. Das Erkundungsraster war dementsprechend weitmaschig.

Nach Vorliegen eines konkreten städtebaulichen Entwurfs muss das Erkundungsnetz mit Hilfe weiterer, gezielt angesetzter Aufschlüsse verdichtet werden, um die hier gegebenen Empfehlungen im Einzelnen zu überprüfen und zu präzisieren. Dazu kommen neben weiteren Schürfgruben und Sondierungen auch Kernbohrungen in Frage.

## **9 Schlussbemerkungen**

Die Untergrundverhältnisse wurden auf der Grundlage von fünf Schürfgruben und fünf Rammsondierungen (erster Erkundungsschritt) beschrieben und beurteilt.

Die Angaben beziehen sich auf die Untersuchungsstellen. Abweichungen von dem hier beschriebenen Befund sind nicht auszuschließen, zumal die bisherigen Aufschlüsse das Gelände nicht vollständig abdecken. Es ist deshalb nach Vorliegen einer konkreten Planung ein zweiter Erkundungsschritt erforderlich.

Das vorliegende geotechnische Gutachten gibt eine erste Übersicht über die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse und die geotechnischen Folgerungen für die Erschließung des Bebauungsplangebietes. Außerdem werden allgemeine Hinweise für den Bau von Wohnhäusern gegeben. Sie können aber eine Beurteilung im Einzelfall nicht ersetzen. Auch dazu wird es notwendig sein, das Erkundungsnetz jeweils durch weitere Aufschlüsse zu verdichten.

Für die Beantwortung geotechnischer Fragen bei der weiteren Planung stehen wir gerne zur Verfügung.

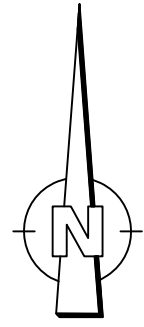
Leinfelden-Echterdingen, 26. Februar 2010

Dipl.-Geol. H. Schmidl

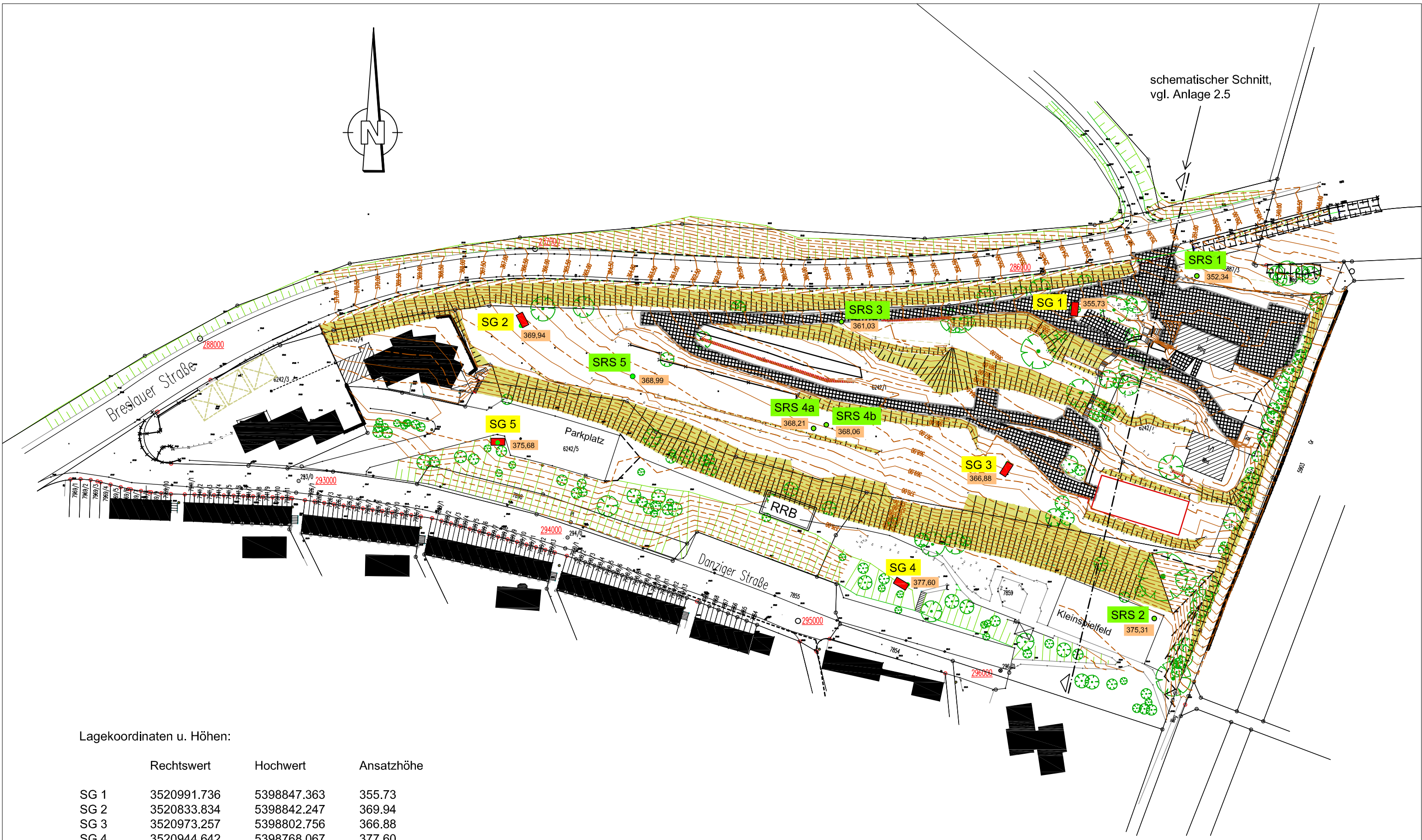
Dipl.-Geol. Dr. K. Kleinert



**OSTFILDERN**



schematischer Schnitt,  
vgl. Anlage 2.5



Lagekoordinaten u. Höhen:

	Rechtswert	Hochwert	Ansatzhöhe
SG 1	3520991.736	5398847.363	355.73
SG 2	3520833.834	5398842.247	369.94
SG 3	3520973.257	5398802.756	366.88
SG 4	3520944.642	5398768.067	377.60
SG 5	3520827.130	5398808.770	375.68
SRS 1	3521027.481	5398856.538	352.34
SRS 2	3521015.213	5398758.389	375.31
SRS 3	3520925.712	5398843.424	361.03
SRS 4a	3520917.641	5398812.847	368.21
SRS 4b	3520921.356	5398813.912	368.06
SRS 5	3520864.184	5398826.805	368.99

SG 1 - SG 5 = Schürfgruben, Ausführung : Februar 2010

SRS 1 - SRS 5 = Rammsondierungen, Ausführung: Februar 2010  
(schwere Rammsonde nach  
DIN EN ISO 22476-2)

Ansatzhöhen der Aufschlüsse in m NN

Aufnahme: Vermessungsbüro Wagner, Ostfildern

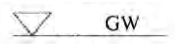
Prof. Dr.-Ing. E. Veas und Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbucher Straße 19 70771 Leinfelden - Echterdingen Tel. 0711 - 79 73 50 - 0 Fax 0711 - 79 73 50 - 20	<b>OSTFILDERN</b>  Bebauung "Parksiedlung Nord-Ost"	Anlage	1.2
		Maßstab	1:1000
		Az	10014
		Datum	26.02.2010
		Bearb.	sch

## Schichtprofile der Schürfgruben SG 1 - SG 5 und Diagramme der Rammsondierungen SRS 1 - SRS 5

(3 Blätter)

Legende:

SG 1 - SG 5: Schürfgruben



Wasserzutritt beim Aushub der Schürfgrube  
am 08.02.2010

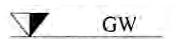
Konsistenzen/Beschaffenheit  
(Signatur rechts der Profilsäule):

weich    steif    halbfest    fest



SRS 1 - SRS 5: Sondierungen mit der  
schweren Rammsonde  
(DPH nach DIN EN ISO 22476-2)

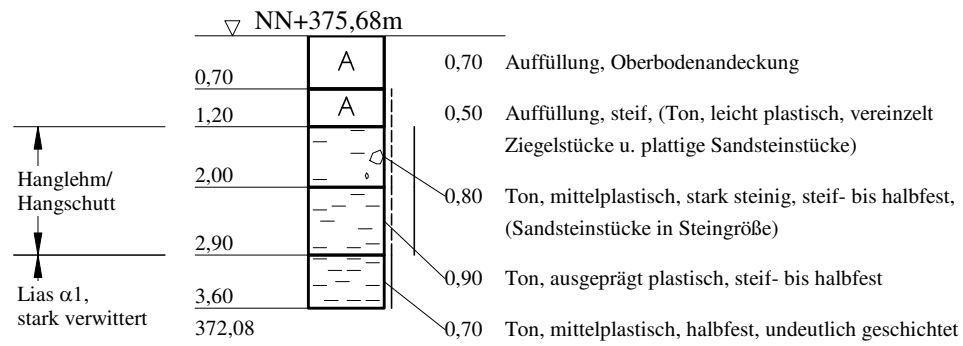
$N_{10}$     Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung



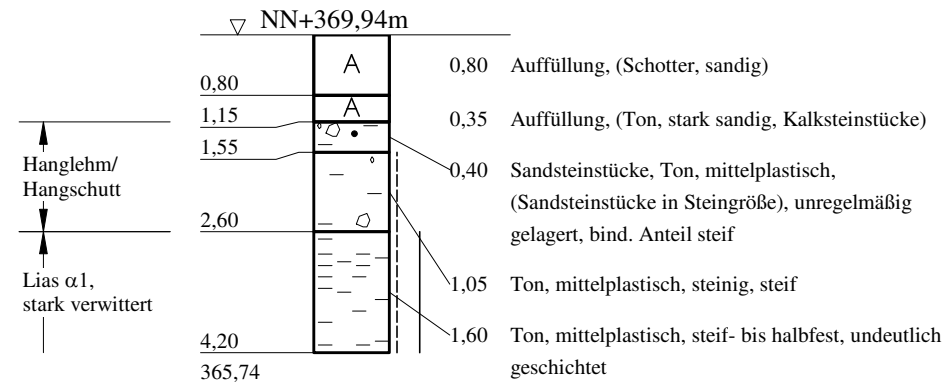
Wasserstand im Sondierloch



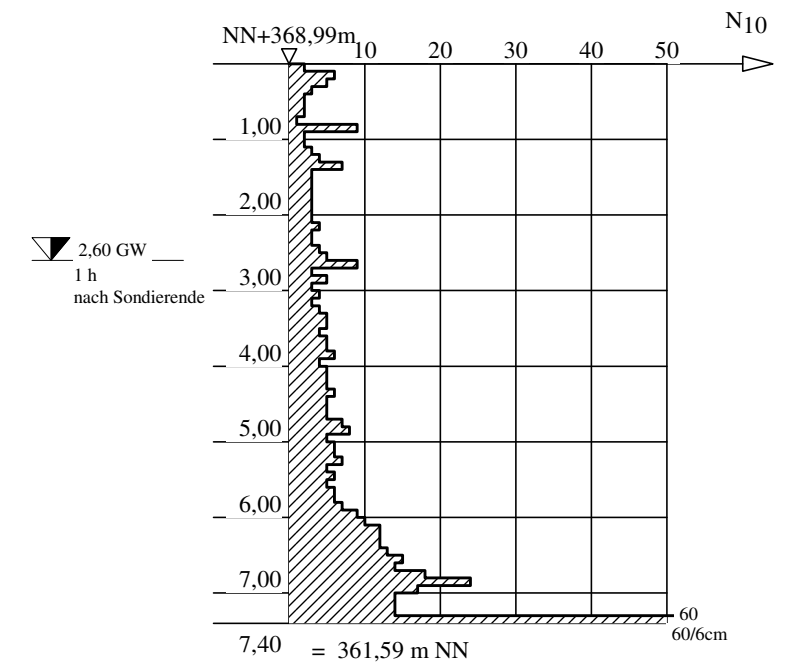
### SG 5



### SG 2

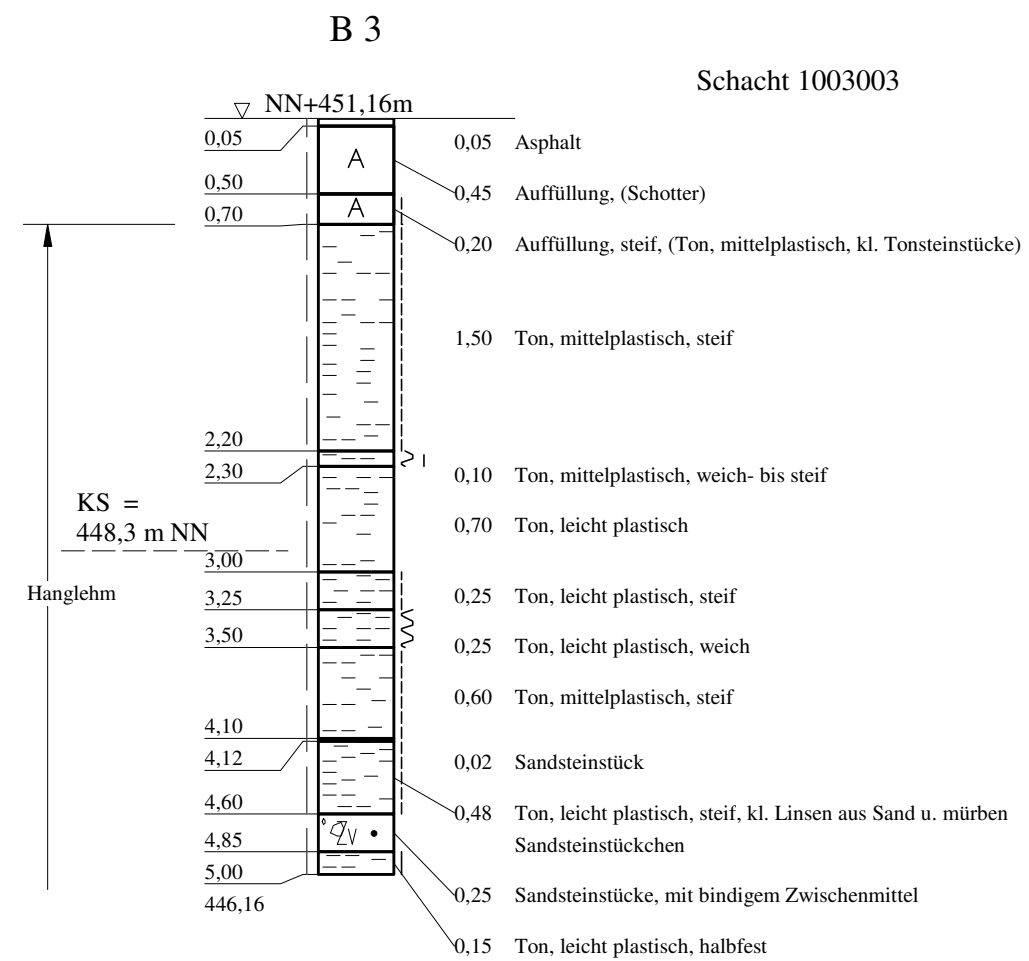
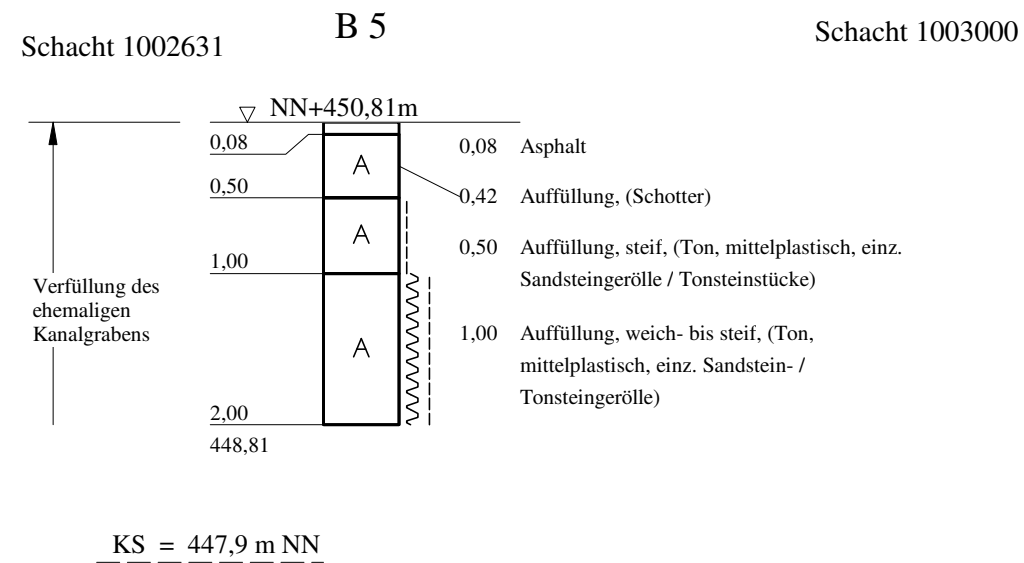


### SRS 5



Sondierloch am 12.02.2010 frei bis 7,3 m u. Gelände

Prof. Dr.-Ing. E. Vees und Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbucher Straße 19 70771 Leinfelden-Echterdingen Tel: 0711-797350-0	Projekt: <b>OSTFILDERN</b> Bebauung "Parksiedlung Nord-Ost"	Anlage-Nr.: 2.1
		Projekt-Nr.: 10014
		Datum: 26.02.2010
		Maßstab: 1 : 100
		Bearbeiter: sch

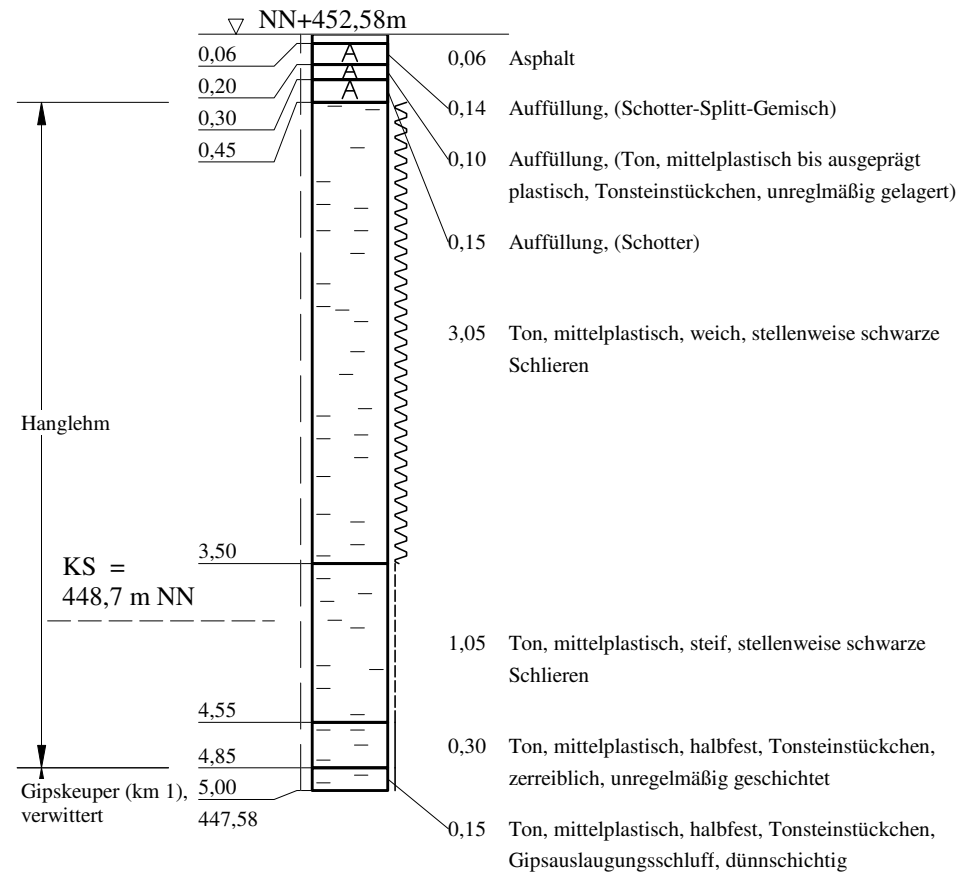


Prof. Dr.-Ing. E. Vees und Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbucher Straße 19 70771 Leinfelden-Echterdingen Tel: 0711-797350-0	Projekt: <b>SINDELFINGEN</b> Kanalverstärkung Kalkofenstraße	Anlage-Nr.: 2.2
		Projekt-Nr: 10003
		Datum: 17.02.2010
		Maßstab: 1 : 50
		Bearbeiter: br

Schacht 1003008a

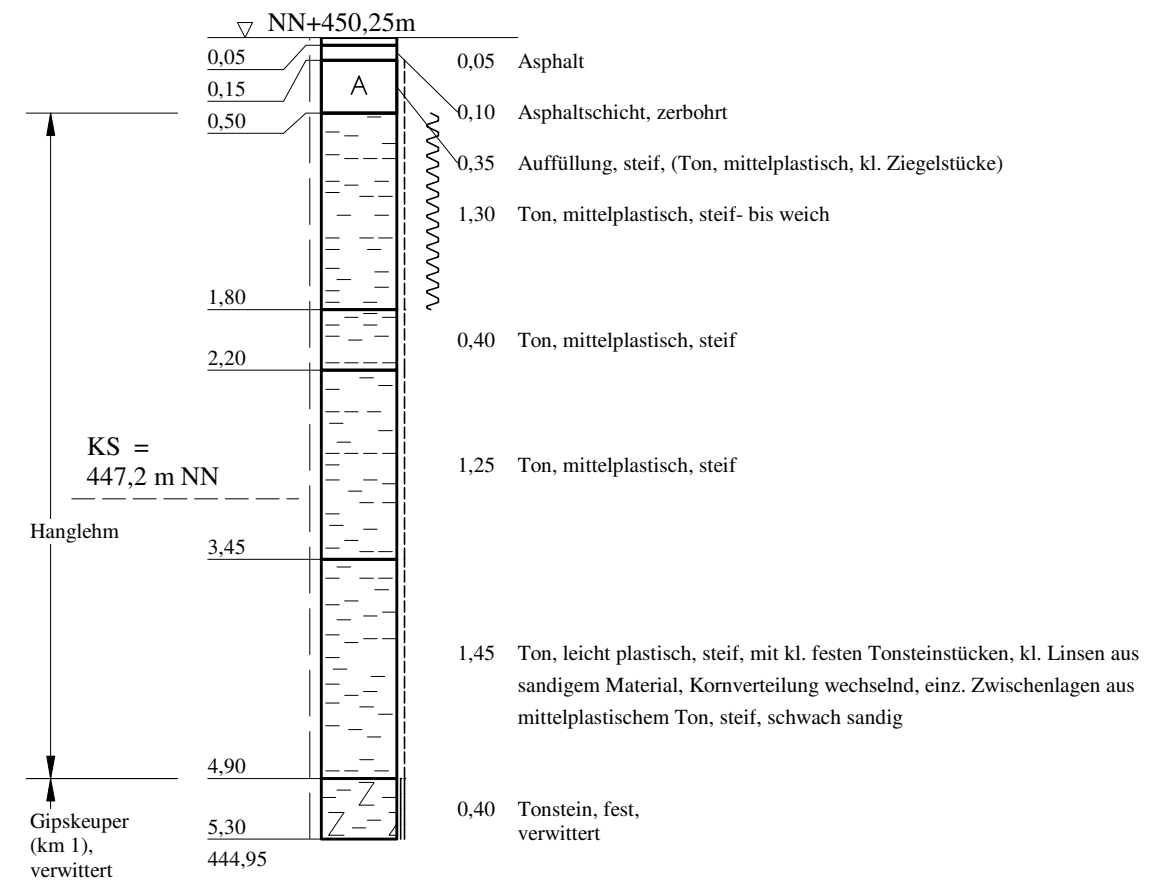
B 7

Schacht 1003008



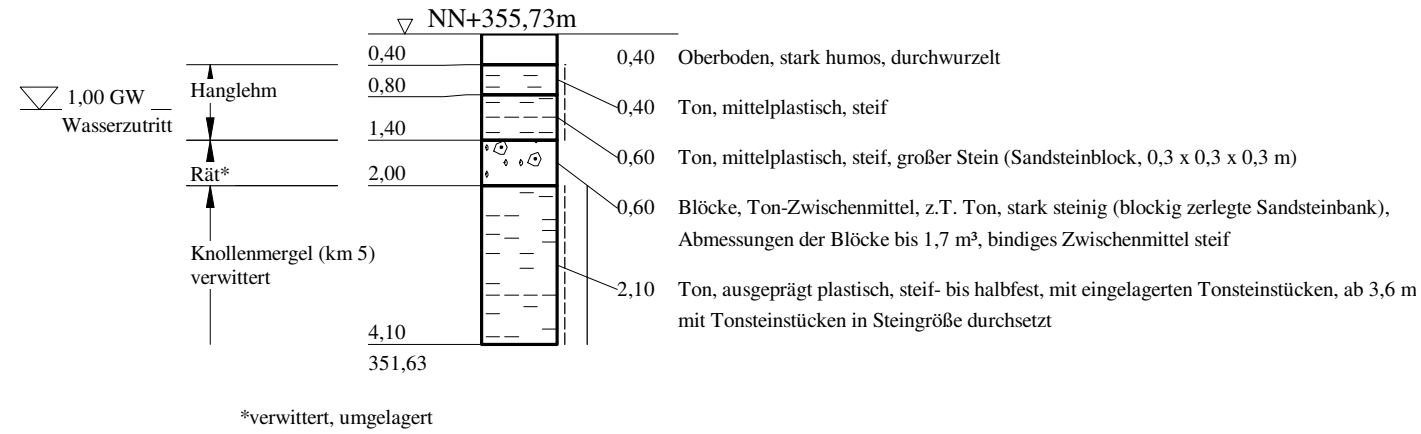
Schacht 1003009

B 4

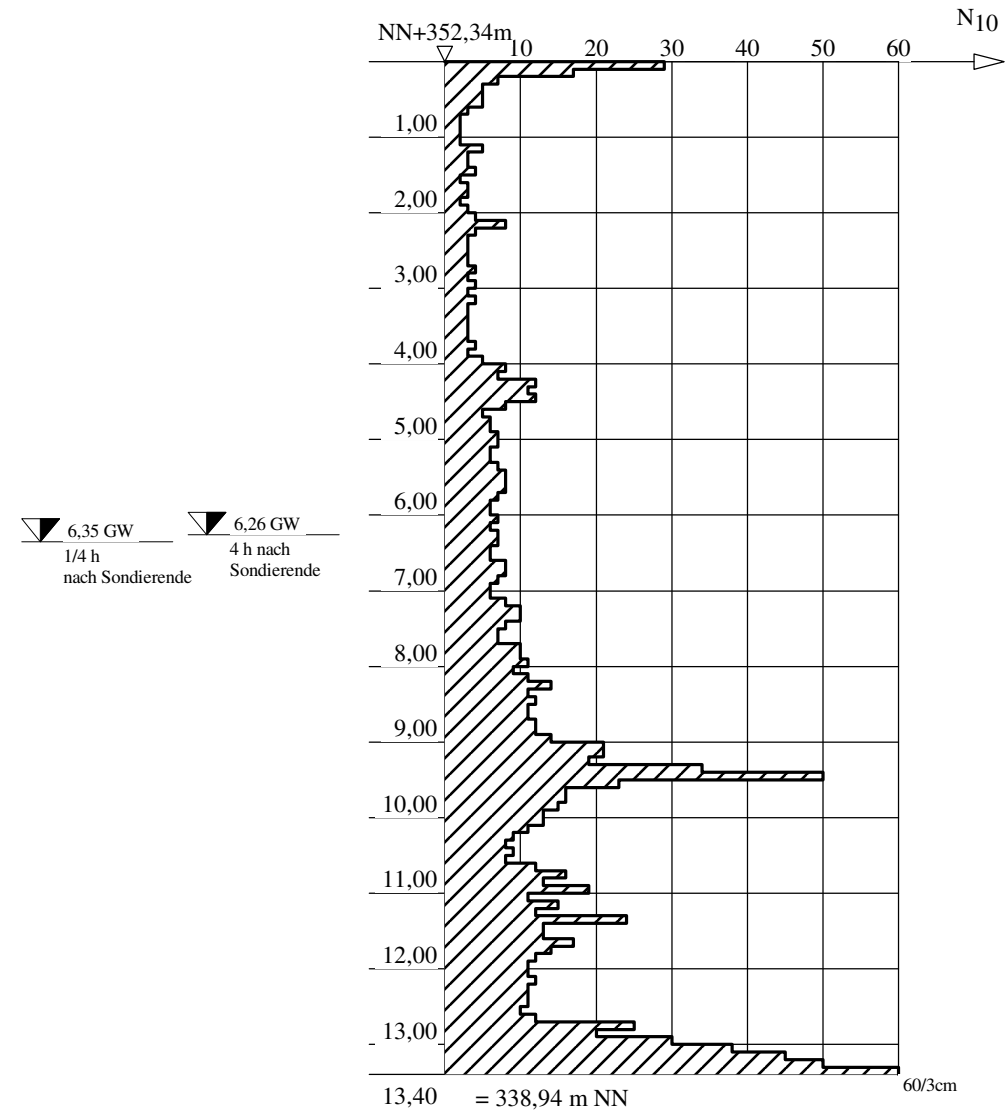


Prof. Dr.-Ing. E. Vees und Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbucher Straße 19 70771 Leinfelden-Echterdingen Tel: 0711-797350-0	Projekt: <b>SINDELFFINGEN</b> Kanalverstärkung Kalkofenstraße	Anlage-Nr.: 2.3
		Projekt-Nr.: 10003
		Datum: 17.02.2010
		Maßstab: 1 : 50
		Bearbeiter: br

# SG 1



# SRS 1



Sondierloch am 12.02.2010 frei bis 9,27 m u. Gelände

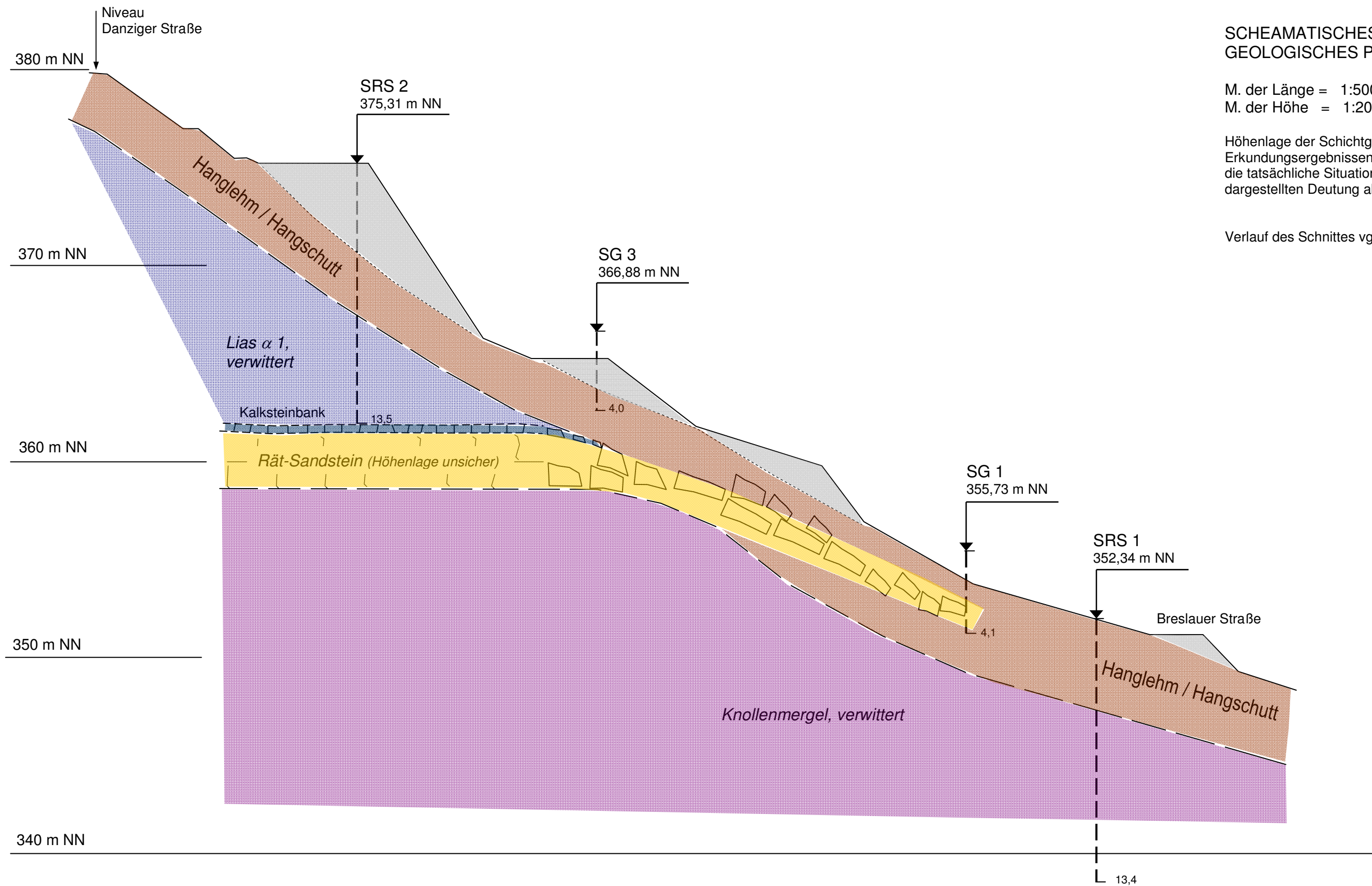
Prof. Dr.-Ing. E. Vees und Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbucher Straße 19 70771 Leinfelden-Echterdingen Tel: 0711-797350-0	Projekt: <b>OSTFILDERN</b> Bebauung "Parksiedlung Nord-Ost"	Anlage-Nr.: 2.4
		Projekt-Nr.: 10014
		Datum: 26.02.2010
		Maßstab: 1 : 100
		Bearbeiter: sch

SCHEMATISCHES  
GEOLOGISCHES PROFIL

M. der Länge = 1:500  
M. der Höhe = 1:200, 2,5 fach überhöht

Höhenlage der Schichtgrenzen nach den Erkundungsergebnissen abgeschätzt, die tatsächliche Situation kann von der hier dargestellten Deutung abweichen.

Verlauf des Schnittes vgl. Anlage 1.2



<p>Prof. Dr.-Ing. E. Veas + Partner Baugrundinstitut GmbH Waldenbacher Straße 19 70771 Leinfelden-Echterdingen</p>	<p><b>OSTFILDERN</b> Bebauung Parksiedlung „Nord-Ost“</p>
--	---

**ZUSAMMENSTELLUNG DER ERMITTELTEN BODENMECHANISCHEN KENNGRÖSSEN**

Probenherkunft	Entnahmetiefe t [m]	Probenart: UP = ungestört, g = gestört	Bodenart / geologische Einstufung	Bezeichnung nach DIN EN ISO 14688-1 und DIN EN ISO 14689-1	Kornverteilung siehe Anlage	Anteil der Kornfraktion $\varnothing \leq 0,063$ mm [%]	Natürlicher Wassergehalt $w_n$ [%]	Konsistenzgrenzen		Plastizitätszahl $I_p$	Konsistenzzahl $I_c$	Zustandsform <small>br = breig; w = weich st = steif; hf = halbfest; f = fest</small>	Klassifizierung nach DIN 18196	Kompessionsversuch siehe Anlage
								Fließgrenze $w_L$ [%]	Ausrollgrenze $w_P$ [%]					
SG 1	0,8	g	Hanglehm/Hangschutt	Ton, mittelplastisch			31,3	48,9	28,3	20,6	0,85	st	TM	
	2,1	g		Ton, ausgeprägt plastisch			24,5	55,9	26,1	29,8	1,05	hf	TA	
	3,4	g	Knollenmergel	Ton			24,7							
	4,0	g		Ton			23,2							
SG 2	1,6 <sup>1</sup>	g	Hanglehm/ Hangschutt	Ton			18,7							
	2,4	g		Ton			19,1							
	3,0	g	Lias $\alpha$ 1, stark verwittert	Ton, mittelplastisch			16,9	38,5	18,7	19,8	1,09	hf	TM	
	4,1	g		Ton			16,5							
SG 3	1,5 <sup>1</sup>	g	Hanglehm/Hangschutt	Ton			23,8							
	2,2	g		Ton, mittelplastisch			18,6	46,4	21,3	25,1	1,11	hf	TM	
	4,0	g	Lias $\alpha$ 1, stark verwittert	Ton, mittelplastisch			18,3	42,9	20,6	22,3	1,10	hf	TM	
SG 4	0,8	g	Auffüllung	Ton			21,9							
	2,5	g		Ton			23,2							
	3,1	g		Ton, schwach organisch			29,6	40,5	27,4	13,1	0,83	st	OU	
	3,9	g		Ton			27,8							
	4,2 <sup>1</sup>	g	Lias $\alpha$ 1, stark verwittert	Ton			24,9							

<sup>1</sup>bindiger Anteil



## **Boden- und Felsklassen nach DIN 18300**

### **Erdarbeiten**

Ausgabe Oktober 2006

**Klasse 1: Oberboden**

Oberste Schicht des Bodens, die neben anorganischen Stoffen, z. B. Kies-, Sand-, Schluff- und Tongemischen, auch Humus und Bodenlebewesen enthält.

**Klasse 2: Fließende Bodenarten**

Bodenarten, die von flüssiger bis breiiger Beschaffenheit sind und die das Wasser schwer abgeben.

**Klasse 3: Leicht lösbare Bodenarten**

Nichtbindige bis schwachbindige Sande, Kiese und Sand-Kies-Gemische mit bis zu 15 % Beimengungen an Schluff und Ton (Korngröße kleiner als 0,06 mm) und mit höchstens 30 % Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m<sup>3</sup> Rauminhalt.

Organische Bodenarten mit geringem Wassergehalt, z. B. feste Torfe.

**Klasse 4: Mittelschwer lösbare Bodenarten**

Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit mehr als 15 % der Korngröße kleiner als 0,06 mm. Bindige Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind und die höchstens 30 % Steine von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m<sup>3</sup> Rauminhalt enthalten.

**Klasse 5: Schwer lösbare Bodenarten**

Bodenarten nach den Klassen 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 % Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m<sup>3</sup> Rauminhalt. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 % Steinen von über 0,01 m<sup>3</sup> bis 0,1 m<sup>3</sup> Rauminhalt.

Ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind.

**Klasse 6: Leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten**

Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nichtbindige Bodenarten, z. B. durch Austrocknung, Gefrieren, chemische Bindungen. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 % Steinen von über 0,01 m<sup>3</sup> bis 0,1 m<sup>3</sup> Rauminhalt.

**Klasse 7: Schwer lösbarer Fels**

Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügesteifigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind, auch festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke und dergleichen.

Steine von über 0,1 m<sup>3</sup> Rauminhalt.



## Boden- und Felsklassen nach DIN 18301 Bohrarbeiten

Ausgabe Oktober 2006

### Klasse B: Böden

**Klasse BN:** Nichtbindige Böden; Hauptbestandteile: Sand und Kies, Korngröße bis 63 mm

Feinkornanteil	Klasse
bis 15 %	BN 1
über 15 %	BN 2

**Klasse BB:** Bindige Böden; Hauptbestandteile: Schluff, Ton oder Sand, Kies mit starkem Einfluss der bindigen Anteile

Undränierete Scherfestigkeit $c_u$ kN/m <sup>2</sup>	Konsistenz	Klasse
bis 20	flüssig bis breiig	BB 1
über 20 bis 200	weich bis steif	BB 2
über 200 bis 600	halbfest	BB 3
über 600	fest bis sehr fest	BB 4

**Klasse BO:** Organische Böden; Hauptbestandteile: Torf, Mudde und Humus

Hauptbestandteile	Klasse
Mudde, Humus und zersetzte Torfe	BO 1
unzersetzte Torfe	BO 2

### Zusatzklasse BS: Steine und Blöcke

Korngröße	Volumenanteil Steine und Blöcke	
	bis 30 %	über 30 %
über 63 mm bis 200 mm (Steine)	BS 1	BS 2
über 200 mm bis 600 mm (Blöcke)	BS 3	BS 4

Blöcke größer als 600 mm sind hinsichtlich ihrer Größe gesondert anzugeben.

### Klasse F: Fels (und vergleichbare Bodenarten mit weitgehend festem Gefüge)

Klasse FV

Verwitterungsgrad	Trennflächenabstand		
	bis 10 cm	über 10 cm bis 30 cm	über 30 cm
zersetzt	in Klasse BB oder BN einzustufen		
entfestigt	FV 1		
angewittert	FV 2		FV 3
unverwittert	FV 4	FV 5	FV 6

### Zusatzklasse FD: Einaxiale Festigkeit (ergänzende Angabe für die Felsklassen FV 2 bis FV 6)

Einaxiale Festigkeit N/mm <sup>2</sup>	Klasse
bis 20	FD 1
über 20 bis 80	FD 2
über 80 bis 200	FD 3
über 200 bis 300	FD 4
über 300	FD 5