



Bürohaus Berliner Platz
Berliner Platz, 67059 Ludwigshafen am Rhein

Baugrunderkundung und Gründungsberatung

Inhaltsverzeichnis

| | Seite |
|------|---|
| 1 | Veranlassung 4 |
| 2 | Unterlagen 4 |
| 3 | Beschreibung der Baumaßnahme 4 |
| 3.1 | Lage und Bestandssituation 4 |
| 3.2 | Geplantes Bauwerk 4 |
| 4 | Geologie 5 |
| 5 | Durchgeführte Untersuchungen 5 |
| 6 | Baugrund 6 |
| 6.1 | Beschreibung 6 |
| 6.2 | Klassifizierung und bodenmechanische Kenngrößen 9 |
| 6.3 | Baugrundmodelle 11 |
| 7 | Grundwasser 12 |
| 7.1 | Grundwasser 12 |
| 7.2 | Hochwasser (des Rheins) 13 |
| 7.3 | Betonaggressivität des Grundwassers 14 |
| 8 | Bauwerksgründung 14 |
| 8.1 | Allgemeines 14 |
| 8.2 | Elastisch gebettete Bodenplatte 14 |
| 9 | Baugrube 16 |
| 9.1 | Verbau/Böschungen 16 |
| 9.2 | Verankerung 19 |
| 9.3 | Baugrubensohle 20 |
| 9.4 | Grundwasserabsenkung 21 |
| 9.5 | Sicherung der Nachbarbebauung 22 |
| 10 | Umwelttechnik / Bodenschutz 23 |
| 11 | Versickerung von Niederschlagswasser 23 |
| 12 | Hinweise zur Bauausführung 23 |
| 12.1 | Bauwerksabdichtung 23 |
| 12.2 | Kampfmittel 24 |
| 12.3 | Sonstige Hinweise 24 |

Anlagenverzeichnis

- Anlage 1 Auszug aus der topographischen Karte
- Anlage 2 Auszug aus der geologischen Karte
- Anlage 3 Lageplan und Schnitte mit Eintrag der Erkundungen
 - 3.1 Lageplan
 - 3.2 Schnitte
- Anlage 4 Erkundungsergebnisse
 - 4.1 Zeichnerische Darstellung der Profile der Bohrungen und Ergebnisse der Rammsondierungen
 - 4.2 Berichte zur Kampfmittelerkundung
- Anlage 5 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
 - 5.1 Korngrößenverteilungen nach DIN 18123 und Wassergehalte nach DIN 18121
- Anlage 6 Grundwasserdaten
 - 6.1 Grundwasserganglinien der Stadt Ludwigshafen
 - 6.2 Betonaggressivität des Grundwassers [3]
- Anlage 7 Geotechnische Vordimensionierungen
 - 7.1 Flachgründung
 - 7.2 Baugrubenverbau

1 Veranlassung

Die UNMÜSSIG Bauträgersgesellschaft Baden mbH, Frankfurt, plant den Neubau eines Bürohauses auf dem Berliner Platz in Ludwigshafen am Rhein.

Inhalt der gutachterlichen Stellungnahme ist die Darstellung und Auswertung der durchgeführten Baugrunderkundung sowie die Empfehlungen zur Gründung der geplanten Baumaßnahme, zur Ausbildung der Baugrube und zur Sicherung der Nachbarbebauung.

2 Unterlagen

- [1] Grundwasserdaten der Stadt Ludwigshafen Tiefbauamt, Messstelle A02I, Ganglinien vom 01/1986 – 06/2015, Ergebnis der GW-Modellierung SGD Süd, per e-mail am 09.11.2015
- [2] Lageplan, Querschnitt, Prüfung Geschosshöhen als pdf-Dateien, Stand 13.09.2024, per e-mail am 17.09.2024 von Max Dudler GmbH, Hr. Rieß
- [3] Neubau Verwaltungsgebäude und Parkhaus, Pfalzgrafenstraße, Ludwigshafen am Rhein, Baugrunderkundung und Gründungsberatung, umwelttechnische Untersuchungen, Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH, Annweiler, 14.11.2012

3 Beschreibung der Baumaßnahme

3.1 Lage und Bestandssituation

Die Baumaßnahme liegt im Stadtgebiet von Ludwigshafen, etwa 400 m vom Rheinufer entfernt am Berliner Platz.

Die aktuelle Geländeoberkante liegt im Baubereich bei etwa 94,50 – 94,90 m+NN.

Das Gelände war im Bereich des geplanten Bürogebäudes ehemals mit einem 3-stöckigen Geschäftsgebäude mit Unterkellerung, der sogenannten Tortenschachtel, bebaut. Dieses Gebäude ist, bis auf Reste des Untergeschoßes, mittlerweile rückgebaut. Weiterhin befindet sich „unter“ dem geplanten Bürogebäude ein ehemaliger Luftschutzbunker. Decken und Wänden weisen Dicken bis zu 3,0 m auf, während die Bodenplatte deutlich dünner ist (etwa 0,30 – 1,00 m). Die Unterkante der Betonaußenwände wurde in der Bohrung BK 1 auf 7,00 m u. GOK festgestellt.

Die Baufläche wird im Norden durch bestehende Bebauung im Abstand von etwa 5 – 6 m begrenzt. Im Osten verläuft die Stadtbahn unmittelbar am Baufeldrand. Im nordwestlichen Bereich grenzt die Baufläche an die Bismarckstraße und im Süden an die Dammstraße an.

3.2 Geplantes Bauwerk

Die Baukote $\pm 0,00$ m liegt (laut [2]) auf 95,00 m+NN (etwa jetzige GOK; siehe Abschnitt 3.1).

Es ist vorgesehen, ein Gebäude mit einer maximalen Höhe von etwa 28,8 m zu errichten.

Das neue Gebäude hat maximale Grundabmessungen von etwa 60 m x 60 m. Die gesamte „Grundfläche“ wird mit einem Stockwerk unterkellert. Auf dem westlichen Drittel werden 5 Stockwerke bis zu einer maximalen Höhe von etwa Baukote 20,2 m errichtet. Auf dem östlichen Drittel werden 7 Stockwerke zzgl. Technik bis zu einer maximalen Höhe von etwa Baukote 28,8 m errichtet. Im nördlichen Drittel sind 6 Stockwerke geplant (Baukote 23,8 m). Im Bereich des Innenhofs ist ein Erdgeschoss mit Dachterrasse vorgesehen (siehe Anlage 3.2).

Dabei soll die Bodenplatte des vorhandenen Bunkers im Untergrund verbleiben und darauf bzw. auf einer noch einzubringenden Bettungsschicht die Bodenplatte KG des neuen Gebäudes zu liegen kommen.

4 Geologie

Das Erkundungsgebiet befindet sich im Bereich des Oberrheingrabens, einer ab dem Eozän angelegten Grabenstruktur. Der tektonisch bedingte Graben untergliedert sich in einzelne Bruchschollen, die parallel einer NNE-SSW-streichenden Grabenachse angelegt sind. Im Zuge der Dehnung der Bruchstruktur haben sich unterschiedliche Bruchschollen ausgebildet, die verschiedene Absenkungsbeträge erfahren haben.

Die Baufläche befindet sich im Bereich der zentralen Grabenscholle, d.h. dem Bereich, welcher im Zuge der Grabenbildung den größten Absenkungsbetrag erfahren hat. Bedingt durch diese Absenkung sind im Grabenzentrum die größten Lockergesteinsmächtigkeiten (pliozäne und quartäre Sedimente) anzutreffen.

Lithologisch herrschen im Untersuchungsbereich fluviatile Ablagerungen des dominierenden Vorfluters Rhein vor. Gemäß den Angaben der Geologischen Karte (siehe Anlage 2) herrschen im Untersuchungsbereich Kiese und Sande mit lehmiger oder schluffiger Deckschicht sowie Sand und Schluff bis Ton im Bereich von alten Rheinläufen vor.

Aufgrund der Ablagerungsbedingungen in einem fluviatilen Milieu kann es lateral zu Abweichungen in der Mächtigkeitsverteilung kommen.

Bedingt durch die innerstädtische Lage sind anthropogene Auffüllungen nicht auszuschließen.

5 Durchgeführte Untersuchungen

Als Grundlage für die Gründungsberatung wurden von uns im Zeitraum November bis Dezember 2015 für die vorherige Planung folgende Erkundungen durchgeführt:

- 3 Rammkernbohrungen DA 273 mm (BK 1 – 3) bis 30,0 m unter GOK im Bereich des geplanten Gebäudes. Dabei wurde bei BK 1 die Wand des Luftschutzbunkers bis in eine Tiefe von 7,0 m u. GOK und bei BK 2 vermutlich alte Fundamente (2,40 – 5,30 m u. GOK) durchmeißelt.

- 1 Rammsondierung mit der schweren Rammsonde DPH nach DIN EN ISO 22476-2 (bei BK 3) bis 15,0 m unter GOK.
- 32 Standard-Penetration-Tests (SPT) nach DIN EN ISO 22476-2 (in den BK 1 – 3). Die bei den BK 1 und BK 2 geplanten DPH konnten aufgrund der Bauwerksreste nicht durchgeführt werden und wurden durch SPT ersetzt.

Da für das Baugrundstück keine Kampfmittelfreigabe vorliegt (und die Stadt Ludwigshafen ein präferiertes Ziel alliierter Luftangriffe im 2. Weltkrieg war), wurden die Bohrpunkte mittels Eisendetektor vorkundet und freigemessen. Es wurden keine Hinweise auf Kampfmittel im Erkundungsbereich angetroffen. Die Berichte zur Kampfmittelerkundung sind in Anlage 4.2 enthalten.

Zum Thema Kampfmittel verweisen wir auch auf Abschnitt 12.2 dieses Berichts.

Die aufgeschlossenen Bodenschichten wurden bodenmechanisch nach DIN EN ISO 14688 und DIN 4022 angesprochen und sind in Anlehnung an DIN 4023 in Säulenprofilen in der Anlage 4.1 dargestellt.

Die Erkundungspunkte wurden auf dem bestehenden Gelände in der Lage eingemessen und auf Kanaldeckel in der Bismarckstraße einnivelliert. Die Lage der Punkte sind in Anlage 3.1, die Ansatzhöhen in der Anlage 4.1. dargestellt.

Den Aufschlüssen wurden aus jeder Schicht Bodenproben entnommen. Sämtliche Bodenproben wurden organoleptisch untersucht und in unser Labor gebracht. Typische Proben wurden hier bodenphysikalischen Untersuchungen unterzogen. Im Einzelnen wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- 6 Bestimmungen der Korngrößenverteilungen nach DIN 18123 und der Wassergehalte nach DIN 18121

Die Ergebnisse sind in Anlage 5.1 enthalten.

Weitere Baugrundaufschlüsse wurden bei der Stadt Ludwigshafen angefragt. Hier liegen noch keine Unterlagen vor.

6 Baugrund

6.1 Beschreibung

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen und der vorliegenden Unterlagen kann der Untergrund im Bereich der Baumaßnahme generalisierend wie folgt beschrieben werden.

Im Baufeld sind aktuell noch erhebliche Reste des ehemaligen Untergeschoßes der Tortenschachtel vorhanden. Gleichfalls ist noch der nahezu komplette Luftschutzbunker vorhanden. Um die Abbruchgrube ist die Oberfläche des Berliner Platzes mit Gehwegplatten auf Beton befestigt.

Unter den Oberflächenbefestigungen wurden dann Auffüllungen (Bodengruppen A [] nach DIN 18196) bis etwa 3,20 – 6,70 m u. GOK angetroffen. Die Auffüllungen bestehen überwiegend aus Sanden ([SU] nach DIN 18196). Lokal sind kiesige Schichten ([GU]) und stark schluffige Sande ([SU*]) vorhanden. Sämtliche Auffüllungen

sind mit Bauschuttanteilen (unterschiedliche Anteile an Schotter, Ziegelbruch, Asphaltbruch, Betonbruch, Schlackereste) durchsetzt.

Bei der Bohrung BK 3 wurde eine stark sandige Schluffschicht (analog TL) in weicher Konsistenz im Bereich 4,40 – 4,80 m u. GOK erkundet.

Die anstehenden Böden liegen bis zu den Erkundungsendtiefen von maximal 30,00 m u. GOK ebenfalls als Sande und Kiese vor.

Aufgrund der durchgeführten Korngrößenverteilungen weisen die Kiese Sandanteile von etwa 36 – 45 % und Schluffanteile von 3 – 9 % auf. Somit sind die Kiese in die Bodengruppen GI und GU nach DIN 18196 einzustufen. Die Sande weisen Kiesanteile von etwa 23 – 29 % und Schluffanteile in den Auffüllungen von etwa 14 % und im Anstehenden von 1 – 3 % auf. Somit sind die Sande in den Auffüllungen in die Bodengruppe SU und im Anstehenden in die Bodengruppe SE nach DIN 18196 einzustufen.

In den tiefen Bereichen der BK 1 – 3 enthalten die Sande vereinzelte Holzsplitter (plattig; im Millimeterbereich). Bei BK 1 wurde zudem in einer Tiefe von 27,1 m u. GOK ein schwach verwittertes Stück Holz (Kantenlänge etwa 15 cm) durchbohrt.

Eine eindeutige Abgrenzung zwischen aufgefüllten und anstehenden Böden ist im vorliegenden Fall nicht immer möglich. Es ist teilweise davon auszugehen, dass auch (im Umfeld) anstehende Böden ohne sichtbare Fremdbestandteile aufgefüllt wurden. Bei den Bohrungen wurden Hindernisse angetroffen, die mittels Meißel durchörtert wurden.

Bei der Bohrung BK 1 wurde an der Oberfläche eine 0,50 m starke Betonschicht und von 1,10 – 7,00 m u. GOK eine weitere Betonschicht, vermutlich die Außenwand des Luftschutzbunkers, durchmeißelt. Bei BK 2 wurde von 2,40 – 5,30 m u. GOK vermutlich ein altes Betonfundament durchmeißelt. Bei BK 3 war an der Oberfläche eine 0,40 m starke Betonschichten vorhanden.

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte der Auffüllungen und der rolligen Böden wurde bei der BK 3 eine Rammsondierung mit der schweren Rammsonde DPH nach DIN EN ISO 22476-2 bis 15,00 m u. GOK durchgeführt. Da ab dieser Tiefe zu befürchten ist, dass der Einfluss der Mantelreibung des Gestänges einen zu großen Einfluss auf die Schlagzahlen hat, wurden dann alle 2,00 m Standard-Penetration-Tests (SPT) nach DIN EN ISO 22476-3 durchgeführt.

Da bei den BK 1 und 2 Hindernisse vorhanden waren, die mit der Rammsonde nicht durchörtert werden konnten, wurden hier SPT durchgeführt.

Dabei kann nach Eurocode 7¹, Anhänge F und G von einem Zusammenhang zwischen den Schlagzahlen der Rammsonde bzw. der SPTs und der Lagerung des Bodens gemäß nachfolgenden Tabellen 1 und 2 ausgegangen werden.

Demnach ist bei den Auffüllungen mit Schlagzahlen von $N_{10H} = 5$ generell von einer lockeren Lagerung auszugehen. Die erkundeten Kiese liegen in bis in Tiefen von 11,0 m u. GOK überwiegend in mitteldichter Lagerung vor. Die mittleren Schlagzahlen liegen bei den DPH im Bereich von $N_{10H} = 10$ und bei den SPT im Bereich $N_{30} = 25 - 30$.

¹ Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010, Ausgabe 2012-10

Nach der (mittlerweile durch den EC 7 ersetzten) DIN 4094 ist von einem Verhältnis von $N_{30} = 2,0 \cdot N_{10H} + 7,5$ bei Sanden und Kiesen im Grundwasser auszugehen. Dies stimmt im vorliegenden Fall sehr gut überein ($N_{30} = 2,0 \cdot 10 + 7,5 = 27,5$). Umgekehrt kann ein Verhältnis von $N_{10H} = 0,5 \cdot N_{30} - 3,8$ angenommen werden.

Die eng gestuften Sande liegen durchweg in sehr dichter Lagerung mit mittleren Schlagzahlen von $N_{30} = 90$ (entsprechend $N_{10H} \cong 41$) vor. Bei BK 4 wurden mit der DPH mittlere Schlagzahlen von $N_{10H} = 40$ erzielt, die ebenso auf die vor genannte Lagerung hinweisen.

Die intermittierend gestuften Kiese liegen mit mittleren Schlagzahlen von $N_{30} = 80$ ($N_{10H} \cong 35$) in der Regel ebenfalls in sehr dichter Lagerung vor. Lediglich bei BK 3 wurde bis 15,00 m u. GOK eine mitteldichte Lagerung mit mittleren Schlagzahlen von $N_{10H} = 10$ und bis 21,00 m u. GOK ebenfalls eine mitteldichte Lagerung mit mittleren Schlagzahlen von $N_{30} = 13$ ($N_{10H} \cong 3$) nachgewiesen.

Tab. 1: Zusammenhang zwischen Schlagzahlen N_{10H} einer Rammsondierung mit der schweren Rammsonde DPH nach DIN EN ISO 22476-2 und der Lagerungsdichte

| Lagerung | bezogene Lagerungsdichte ID [%] | enggestufte Sande SE | | Sande u. Kiese SU, GI, GU | |
|-------------|------------------------------------|----------------------|---------|---------------------------|---------|
| | | über GW | im GW | über GW | im GW |
| sehr locker | 0 – 15 | 0 – 1 | 0 | 0 – 3 | 0 |
| locker | 15 – 35 | 2 – 3 | 1 – 2 | 4 – 7 | 1 – 2 |
| mitteldicht | 35 – 65 | 4 – 18 | 3 – 12 | 8 – 27 | 3 – 20 |
| dicht | 65 – 85 | 19 – 52 | 13 – 42 | 28 – 63 | 21 – 47 |

Tab. 2: Zusammenhang zwischen Schlagzahlen N_{30} beim Standard-Penetration-Test SPT nach DIN EN ISO 22476-3 und der Lagerungsdichte

| Lagerung | bezogene Lagerungsdichte ID [%] | enggestufte Sande SE | | Sande u. Kiese SU, GI, GU | |
|-------------|------------------------------------|----------------------|---------|---------------------------|---------|
| | | über GW | im GW | über GW | im GW |
| sehr locker | 0 – 15 | 0 – 1 | 0 – 1 | 0 – 2 | 0 |
| locker | 15 – 35 | 2 – 3 | 2 – 3 | 3 – 7 | 1 – 2 |
| mitteldicht | 35 – 65 | 5 – 27 | 4 – 19 | 8 – 31 | 3 – 23 |
| dicht | 65 – 85 | 28 – 89 | 20 – 65 | 32 – 86 | 24 – 64 |

Über alle Bohrungen hinweg empfehlen wir ab UK neuem Bauwerk ($\cong 5,50$ m u. GOK) bis 21,00 m u. GOK von mitteldicht gelagerten Kiesen und ab 21,00 m u. GOK von sehr dicht gelagerten Sanden auszugehen.

6.2 Klassifizierung und bodenmechanische Kenngrößen

Die Baumaßnahme ist unseres Erachtens aktuell in die Geotechnische Kategorie GK 2 nach EC 7, Teil 1² einzustufen. Die Einstufung ist im Projektverlauf zu prüfen und ggfs. anzupassen.

Die einzelnen Bodenschichten können anhand einer Diskussion der Laborversuche und aufgrund von Erfahrungen gemäß nachfolgender Tabelle 3 klassifiziert werden, wobei zugehörige mittlere Bodenkenngößen in Tabelle 4 angegeben sind.

Nach VOB/C sind die einzelnen Bodenarten für jedes Gewerk bzw. auch gewerkübergreifend in Homogenbereiche einzuteilen.

Dabei ist ein Homogenbereich als ein räumlich begrenzter Bereich aus einer oder mehreren Boden- und Felsschichten definiert, dessen bautechnische Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und der sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abhebt.

In der vorliegenden Maßnahme sind die aufgefüllten Sande und Kiese (Homogenbereich 300-A) mit leichtem bis mittelschwerem Bagger lösbar. Zum Aushub der anstehenden Kiese bis zur maximalen Aushubtiefe von etwa 6,00 m u. GOK (Homogenbereich 300-B) ist aufgrund der mitteldichten Lagerung ebenfalls mittelschweres Gerät erforderlich.

Hierzu ist anzumerken, dass in den Auffüllungen auch Steine und Blöcke, in den anstehenden kiesigen Böden auch Steine auftreten können und einen abweichenden Geräteeinsatz erforderlich machen.

Bei Bohrarbeiten (DIN 18301) sind die aufgefüllten und anstehenden Sande und Kiese (Homogenbereich 301-A) leicht bohrbar. Wie bei den Erdarbeiten sind jedoch auch hier Steine und Blöcke nicht auszuschließen, die zusätzliche Maßnahmen (Meißelarbeiten etc.) erforderlich machen.

Die anstehenden Sande, vor allem die kiesigen Sande (Homogenbereich 301-B) sind aufgrund der mitteldichten bis dichten Lagerung mittelschwer, in größeren Tiefen aufgrund der dichten und sehr dichten Lagerung auch schwer zu bohren.

Beim Rammen eines Verbaus (DIN 18304) sind die Auffüllungen als leicht bis mittelschwer rammpbar in einen Homogenbereich 304-A einzuordnen.

Die anstehenden Kiese und Sande bilden als mittelschwer bis schwer rammpbar den Homogenbereich 304-B.

² Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, Ausgabe 2014-03

Tab. 3: Klassifizierung der angetroffenen Böden

| Bodenbezeichnung | Auffüllung: Sande | Auffüllung: Kiese | Sande | Kiese |
|---|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Schicht Nr. | 1a | 1b | 2a | 2b |
| Bodengruppe DIN 18196 | [SU] ([SE], [SU*]) | [GU] | SE, SU | GI |
| Bodenart DIN ISO EN 14688-1 | grsisaMg | cosisagrMg | Sa | saGr |
| Homogenbereiche DIN 18300 | 300-A | 300-A | 300-B | 300-B |
| Homogenbereiche DIN 18301 | 301-A | 301-A | 301-B | 301-B |
| Homogenbereiche DIN 18304 | 304-A | 304-A | 304-B | 304-B |
| Rammpbarkeit nach EAU ³ E154 | leicht – m'schwer | leicht – m'schwer | m'schwer – schwer | m'schwer – schwer |
| Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 17 ⁴ | F 2 (F 1) | F 2 | F 1 | F 2 |
| Verdichtbarkeitsklasse ZTVA-StB 12 ⁵ | V 1 | V 1 | V 1 | V 1 |
| Massenanteil Steine (geschätzt) | 0 – 20 | 0 – 20 | 0 – 5 | 0 – 10 |
| Massenanteil Blöcke (geschätzt) | 0 – 10 | 0 – 10 | 0 | 0 |
| Massenanteil große Blöcke (geschätzt) | 0 – 10 | 0 – 10 | 0 | 0 |
| Dichte [to/m ³] | 17,0 – 20,0 | 17,5 – 20,5 | 18,5 – 21,0 | 18,0 – 22,0 |
| Kohäsion [kN/m ²] | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| undrän. Scherfestigkeit [kN/m ²] | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Wassergehalt [%] | 5 – 15 | 2 – 8 | 15 – 25 | 10 – 20 |
| Konsistenz | - | - | - | - |
| Konsistenzzahl [-] | - | - | - | - |
| Plastizität | - | - | - | - |
| Plastizitätszahl [%] | - | - | - | - |
| bezogene Lagerungsdichte [-] | 0,15 – 0,35 | 0,15 – 0,35 | 0,35 – 0,90 | 0,35 – 0,90 |
| Organischer Anteil [%] | 0 – 5 | 0 – 5 | 0 – 5 | 0 – 5 |
| Ortsübliche Bezeichnung | Auffüllung | Auffüllung | Sand | Kies |

Bei der Einlagerung von Steinen und Blöcken in den Auffüllungen und von Steinen in sämtlichen Böden können auch Zusatzmaßnahmen beim Bohren und Rammen erforderlich werden.

Es ist auch nicht auszuschließen, dass die Bestandteile der Böden im Baufeld variieren und daher die Streubreite der Parameter ebenfalls noch variieren kann.

³ Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" Häfen und Wasserstraßen, Arbeitsausschuss "Ufereinfassungen" der HTG e. V. (Hrsg.), 12. Auflage, Berlin, Dezember 2020

⁴ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Ausgabe 2017

⁵ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Aufgrabungen in Verkehrsflächen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Kommission „Kommunale Straßen“, Köln, Ausgabe 2012

Weiterhin ist darauf hinzuweisen, dass sich die meisten Böden im Grundwasser befinden und ihre bodenmechanischen Eigenschaften beim Aushub bzw. bei der Einwirkung mechanischer sofort ändern. Dies kann auch passieren, wenn die Böden z. B. im Zuge einer Grundwasserhaltung entwässern.

Die angegebenen Homogenbereiche nach VOB/C, Ausgabe 2015 sind als Empfehlungen bzw. Vorschläge zu verstehen.

Die Böden können hinsichtlich ihrer weiteren Verwendung ggfs., z. B. aufgrund der Behandelbarkeit und der Witterungsempfindlichkeit, in weitere Homogenbereiche unterteilt werden.

Mit fortschreitender Planung kann es daher erforderlich sein, die Homogenbereiche neu abzustimmen, zu ergänzen oder neu zu definieren.

In Tabelle 4 sind die zugehörigen mittleren Kenngrößen der erkundeten Böden dargestellt.

Tab. 4: Kenngrößen der angetroffenen Böden ¹⁾

| Bodenbezeichnung | Dim. | Auffüllung: Sande | Auffüllung: Kiese | Sande | Kiese |
|-------------------------------------|-------------------|----------------------|----------------------|---------------------------|--|
| Schicht Nr. | | 1a | 1b | 2a | 2b |
| Lagerung/Konsistenz ²⁾ | | lo / mdi | lo / mdi | mdi / sdi | mdi / di / sdi |
| Feuchtwichte γ_k | kN/m ³ | 18,5 / 19,0 | 18,5 / 19,0 | 19,0 / 20,0 | 19,0 / 20,0 / 21,0 |
| Wichte unter Auftrieb γ'_k | kN/m ³ | 9,5 / 10,0 | 9,5 / 10,0 | 10,0 / 11,0 | 10,0 / 11,0 / 12,0 |
| Scherfestigkeit ϕ'_k | ° | 32,5 / 35,0 | 32,5 / 35,0 | 35,0 / 37,5 | 35,0 / 37,5 / 40,0 |
| Kohäsion c'_k | kN/m ² | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Undrän. Scherfestigkeit $c_{u,k}$ | kN/m ² | - | - | - | - |
| Steifemodul $E_{s,k}$ | MN/m ² | 25,0 / 50,0 | 25,0 / 50,0 | 50,0 / 100,0 | 50,0 / 70,0 / 100,0 |
| Durchlässigkeit k_f ⁴⁾ | m/s | ³⁾ | $8,6 \cdot 10^{-5}$ | $1,6 - 2,3 \cdot 10^{-4}$ | $3,0 - 5,4 \cdot 10^{-4}$ $7,4 \cdot 10^{-4} - 1,4 \cdot 10^{-3}$ |

¹⁾ Literatur- bzw. Erfahrungswerte.

²⁾ Lagerung: slo = sehr locker, lo = locker, mdi = mitteldicht, di = dicht, sdi = sehr dicht

³⁾ Keine Angabe aufgrund der Inhomogenität.

⁴⁾ Aus Anlage 5.1. Bei den Kiesen liegt bis etwa 10,00 m u. GOK eine geringere Durchlässigkeit ($3,0 - 5,4 \cdot 10^{-4}$) vor, als darunter ($7,4 \cdot 10^{-4} - 1,4 \cdot 10^{-3}$).

6.3 Baugrundmodelle

Für die nachfolgenden Betrachtungen zu den Bauwerksgründungen empfehlen wir für die Gründung des Geschäftsgebäudes ab UK Bauwerke (beim Gebäude etwa Baukote -6,00 m bzw. OK Bodenplatte des ehemaligen Bunkers folgendes Baugrundmodell.

Dabei sind die Baugrundmodelle konservativ gehalten und berücksichtigen in der Regel eine ungünstigere Schichtung.

Tab. 5: Baugrundmodell 1 – Gründung Geschäftsgebäude

| Schicht Nr. | Bezeichnung | Bodengruppe DIN 18196 | UK [m u. GOK] |
|-------------|--------------------|-----------------------|---------------|
| 2b | Kiese, mitteldicht | GI | 21,00 |
| 2a | Sande, sehr dicht | SE | 30,00 |

Für die nachfolgenden Betrachtungen zum Baugrubenverbau empfehlen wir folgendes Baugrundmodell (ab GOK). Dabei ist auch dieses Baugrundmodell konservativ gehalten.

Tab. 6: Baugrundmodell 2 – Baugrubenverbau

| Schicht Nr. | Bezeichnung | Bodengruppe DIN 18196 | UK [m u. GOK] |
|-------------|--------------------------------|-----------------------|---------------|
| 1a | Auffüllungen: Sande, locker | SU | 6,00 |
| 2b | Kiese, mitteldicht | GI | 21,00 |
| 2a | Sande, sehr dicht | SE | 30,00 |

7 Grundwasser- und Hochwassersituation

7.1 Grundwasser

Bei den Erkundungen im November und Dezember 2015 wurden nachfolgende Grundwasserstände gemessen.

Tab. 7: Grundwasserstände während der Erkundung

| BK/RKS | Datum | GW | | |
|--------|------------|------------|--------|-------------|
| | | [m u. GOK] | [m+NN] | Baukote [m] |
| BK 1 | 02.12.2015 | 7,50 | 87,78 | -7,22 |
| BK 2 | 11.12.2015 | 7,20 | 88,11 | -6,89 |
| BK 3 | 25.11.2015 | 5,60 | 89,67 | -5,33 |

Von der Stadt Ludwigshafen, Tiefbauamt wurde uns auf Anfrage die Ganglinie der etwa 300 – 400 m südlich liegenden (Ecke Mundenheimer Straße/Pfalzgrafenstraße) Grundwassermessstelle A2I [1] zur Verfügung gestellt.

Die Auswertung der Ganglinie ist in Anlage 6.1 enthalten. Für das Baufeld liegt etwa das gleiche Grundwasserniveau wie für die Messstelle vor.

Entsprechend dem Merkblatt BWK-M8⁶ sind **Bemessungswasserstände** für die Bauwerksbemessung (Auftriebssicherheit, Abdichtungen etc.) auf Basis ausreichender Messzeiträume von 30 Jahren zu ermitteln.

⁶ BWK-Regelwerk, Merkblatt BWK-M8, Ermittlung des Bemessungsgrundwasserstandes für Bauwerksabdichtungen, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft (BWK), September 2009

Liegen Messreihen über solche Zeiträume nicht vor – wie hier bei der Messstelle A2.I („nur“ etwa 22 Jahre), ist der gemessene Höchstwert mit einem Sicherheitszuschlag zu versehen. Im vorliegenden Fall empfehlen wir, die Wasserstände aus der Messstelle A2I mit einem Sicherheitszuschlag von 0,25 m zu beaufschlagen.

Nach Mitteilung der Stadt Ludwigshafen, Tiefbauamt, wurde durch die SGD Süd eine Studie erstellt, die auch die großflächigen Wasserhaltungsmaßnahmen im Stadtgebiet von Ludwigshafen bzw. deren Ausfall berücksichtigt. Aus dieser Studie, die uns im Detail nicht vorliegt, resultiert ein Bemessungswasserstand für das Bauwerk im Endzustand (Abdichtung, Auftriebssicherheit etc.) von 91,50 m+NN.

Daraus ergeben sich dann insgesamt folgende relevanten Bemessungswasserstände für die Baumaßnahme.

Tab. 8: Bemessungsgrundwasserstände (Baukote ±0,00 m \cong 95,00 m+NN)

| Messzeitraum | Grundwasserstand | | | | | |
|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|---|
| | Bezug | NGW ¹⁾ | MGW ²⁾ | HGW ³⁾ | HGW _{SGD} ⁴⁾ | MHW ₁₀ /HGW _{Bau} ⁵⁾ |
| 01/1993 – 01/2015 | [m+NN] | 86,97 | 88,53 | 90,73 | 91,50 | 89,46 |
| | Baukote [m] | -8,03 | -6,47 | -4,27 | -3,50 | -5,54 |

¹⁾ Niedriggrundwasserstand.

²⁾ Mittelgrundwasserstand.

³⁾ Höchstgrundwasserstand.

⁴⁾ Bemessungswasserstand aufgrund der Auswertung der SGD Süd.

⁵⁾ Mittlerer Höchstgrundwasserstand. Mittelwert aus den Jahreshöchstständen der letzten 10 Jahre. Empfohlener Bemessungswasserstand während der Baumaßnahme.

Demnach liegt die UK Bodenplatte Gebäude als tiefstes Bauteil mit Baukote -5,50 m bzw. 89,50 m+NN etwa 2,00 m unter dem Bemessungswasserstand HGW_{SGD} und etwa niveaugleich mit dem MHW₁₀, welchen wir auch als Bemessungswasserstand HGW_{Bau} während der Baumaßnahme empfehlen.

7.2 Hochwasser (des Rheins)

Vom Tiefbauamt der Stadt Ludwigshafen wurde uns die Oberkante der Hochwasserschutzlinie am Rhein im Bereich der Rheinpromenade mit 95,30 m+NN genannt. D. h. bis zu dieser Höhe ist ein Schutz gegen Hochwasserstände des Rheins vorhanden. Die Hochwasserschutzlinie ist bemessen auf ein 100-jähriges Rheinhochwasser (Eintrittswahrscheinlichkeit von 1 Mal in 100 Jahren).

Eine Anfrage bei der SGD Süd, Referat 34, Regionalstelle Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft, Bodenschutz in Neustadt an der Weinstraße im Rahmen einer benachbarten Baumaßnahme ergab, dass der Wasserspiegel des Bemessungshochwassers (HWB) im Bereich des Vorhabens bei etwa 94,50 bis 94,55 m+NN liegt. Dies entspricht einem 200-jährlichen Hochwasserereignis (statistischer Wert nach Verwirklichung der HW-Polder am Oberrhein). Auf diese Wasserspiegelhöhe sind die Hochwasserschutzanlagen dimensioniert.

Das betreffende Grundstück befindet sich in der durch Deiche, Hochwasserschutzmauern und Schöpfwerke gegen Rheinhochwasser geschützten Rheinniederung. Die Hochwasserschutzanlagen bieten derzeit einen ca. 100- bis

120-jährlichen Hochwasserschutz (diese sollen auf einen 200-jährlichen Hochwasserschutz erhöht werden).

Angaben zur „Überflutungs-Wasserständen“ für ein Versagen der Rheindämme (Havariefall) liegen bei der SGD Süd nicht vor.

Im Rheinatlas, Hochwasserkarte Nr. 14, wird für die Baufläche ein Schutz gegen ein 100-jähriges Rheinhochwasser angezeigt. Die Überflutungshöhe bei einem Versagen der Rheindämme liegt bei etwa 0,50 m (über OK Straße).

7.3 Betonaggressivität des Grundwassers

Aufgrund einer aus dem Umfeld [3] vorliegenden Analyse des Grundwassers aus dem Jahr 2012 ist das Grundwasser als nicht betonangreifend nach DIN 4030 einzustufen.

Wir empfehlen, diese Aussage an einer weiteren GW-Analyse aus einer Messstelle direkt bei der Baumaßnahme (diese soll kurzfristig noch erstellt werden) zu verifizieren.

8 Bauwerksgründung

8.1 Allgemeines

Die Baumaßnahme liegt in der Erdbebenzone 1. Es liegt die geologische Untergrundklasse S (tiefreichende Sedimente) und die Baugrundklasse C (mitteldicht gelagerte Lockergesteine) nach DIN 4149 vor.

Für die Gründung des Wohn- und Geschäftsgebäudes kommt eine Gründung über eine elastisch gebettete Bodenplatte infrage.

Lastangaben liegen uns nicht vor.

Die UK Bodenplatte liegt bei dem Bürogebäude auf Baukote -5,50 m bzw. 89,50 m+NN. Damit liegt die Sohle des Wohn- und Geschäftsgebäudes in den mitteldicht bis dicht gelagerten Kiesen.

8.2 Elastisch gebettete Bodenplatte

Wir haben zur Setzungsbetrachtung überschlägige geotechnische Berechnungen in Anlage 7.1 durchgeführt.

Für die Gründung des Gebäudes haben wir das Baugrundmodell 1 zugrunde gelegt.

Das Gebäude haben wir als erste Näherung entsprechend der unterschiedlichen Geschößzahlen in 3 Bauteile aufgeteilt. Da uns aktuell noch keine Bauwerkslasten vorliegen, haben wir als Bemessungslasten eine Pressung unter den Bodenplatten von 20 kN/m² je Stockwerk (ist vom Statiker zu prüfen) angesetzt. Weiterhin haben wir eine Vorbelastung der Gründungssohle durch das ehemalige Bauwerk von 100 kN/m² angenommen. Auch dies wäre zu prüfen.



Wir gehen aktuell von einer Dicke der Bodenplatte von 0,25 m aus. Wir gehen weiterhin davon aus, dass unter der Bodenplatte ein ca. 0,25 m mächtiges Schotter-Splitt-Brechsand-Gemisch gemäß ZTVE eingebaut wird.

Die Berechnungen [1] bis [3] in Anlage 7.1 zeigen, dass unter dem östlichen Gebäudeteil mit 7 Stockwerken (inkl. KG) Setzungen in der Größenordnung von $s \cong 1,4$ cm auftreten. Im westlichen Gebäudeteil mit 5 Stockwerken sind etwa $s \cong 0,2$ cm und im nördlichen Gebäudeteil mit 6 Stockwerken etwa $s \cong 0,6$ cm Setzungen zu erwarten. Im Innenhof sind (aufgrund der Vorbelastung) keine Setzungen zu erwarten.

Es ergeben sich somit Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Gebäudeteilen von etwa 1,0 cm. Etwa 50 % der Setzungen treten im Rahmen der Baumaßnahme auf, der Rest ist innerhalb eines Jahres „nach Vollast“ zu erwarten.

Aussteifende Einflüsse durch eine sehr dicke Bodenplatte wurden hierbei nicht berücksichtigt. Auch Überlagerungen der einzelnen Gebäudeteile bleiben bei dieser groben Vorabtrachtung unberücksichtigt.

Die Setzungen aller getrennt betrachteter Gebäudeteile sehen wir als bauwerksverträglich an.

Für die Bemessung der **elastisch gebetteten Bodenplatte** des westlichen Gebäudeteils (Berechnung [1]) kann eine charakteristische Bettungsziffer von $k_{s,k} = 60,0 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden. Für den östlichen Gebäudeteil (Berechnung [2]) ergibt sich eine charakteristische Bettungsziffer von $k_{s,k} = 13,0 \text{ MN/m}^3$. Die charakteristische Bettungsziffer für den nördlichen Gebäudeteil (Berechnung [3]) kann mit $k_{s,k} = 23,5 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden.

Ab einem Abstand zum Plattenrand von $0,25 \times l$ (Plattenlänge bzw. Plattenbreite) kann der Bettungsmodul linear auf $k_{s,k \text{ Rand}} = 2 \times k_{s,k}$ am Plattenrand erhöht werden (Dörken und Dehne⁷, siehe Bild 1).

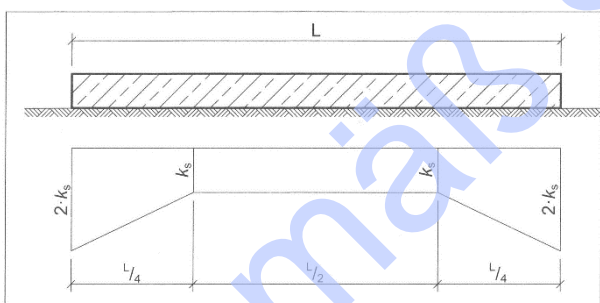


Bild 1: Verteilung des Bettungsmodules nach Dörken und Dehne

⁷ Wolfram Dörken, Erhard Dehne, Kurt Kliesch, Grundbau in Beispielen, Teil 2, 5. Auflage, Köln, 2013

9 Baugrube

9.1 Verbau/Böschungen

Die Baugrubensohle liegt im Bereich des geplanten Gebäudes bei etwa 4,50 m u. GOK bei Belassen der vorhandenen Betonsohle bzw. bei etwa 6,00 m u. GOK bei Ausbau der vorhandenen Betonsohle.

Der Aushub der Baugrube verläuft komplett in den locker gelagerten Auffüllungen und den mitteldicht gelagerten Kiesen. Freie Baugrubenböschungen sind aufgrund der Randbedingungen hier nicht möglich.

Im vorliegenden Fall grenzt die Baugrube im Osten direkt an die Stadtbahngleise und im Süden und Westen direkt an eine Straße. Im Norden ist im Abstand von etwa 5 m Nachbarbebauung mit Unterkellerung (teilweise reicht der unterirdische Bunker bis an die Baugrube heran) vorhanden. Hier ist die Baugrube mit einem relativ verformungsarmen Verbau zu verbauen.

Für eine wasserdichte Baugrube ist auch der Verbau (unterhalb des HGW_{Bau}) wasserdicht auszubilden. Hier empfehlen wir eine überschnittene Bohrpfahlwand, die sowohl wasserdicht als auch verformungsarm ausgebildet werden kann. Zudem können auch größere Hindernisse in den Auffüllungen durchörtert werden.

Bei einer alternativen Spundwand, die ebenfalls wasserdicht ausgeführt werden kann, sind zumindest in den Auffüllungen Auflockerungsbohrungen bzw. bei Antreffen größerer Hindernisse auch Ersatzbohrungen erforderlich. Ggfs. sind auch in den dichten Kiesen und Sanden Auflockerungsbohrungen erforderlich.

Im Schutze einer Grundwasserabsenkung ist kein wasserdichter Verbau erforderlich. Hier kann z. B. eine aufgelöste Bohrpfahlwand oder ein Trägerbohlverbau, jeweils mit Spritzbetonausfachung eingesetzt werden.

Wir haben in Anlage 7.2 überschlägige geotechnische Berechnungen zu drei Verbauarten – aufgelöste Bohrpfahlwand, Trägerbohlwand und überschnittene Bohrpfahlwand – für die Baugrube ($t \cong 6,00$ m u. GOK) durchgeführt.

Unsere grobe (rein geotechnische) Vordimensionierung ersetzt nicht die statische Bemessung im Rahmen der Bauausführung. Eine detaillierte Bemessung ist nach Vorlage der endgültigen Tiefen und umgebenden Lasten durchzuführen.

Frei auskragende Verbausysteme ohne Verankerung sind aufgrund der Grubentiefe und des Wasserdrucks sowie der benachbarten Bauwerke und Verkehrslasten nicht ausführbar. Es ist mindestens eine Ankerlage erforderlich.

So sind nach Berechnung [4] in der Bemessungssituation BS-T bei einer aufgelösten Bohrpfahlwand eine Einbindelänge von etwa 5,82 m ab Baugrubensohle und z. B. ein Durchmesser 800 mm erforderlich. Die maximalen Verformungen betragen etwa auf Höhe des Grundwasserspiegels etwa 2 mm, am Verbaukopf sind keine Auslenkungen vorhanden. Unseres Erachtens handelt es sich hierbei um ein verträgliches Maß. Allerdings sind am Verbaukopf nur die Ersatzflächenlasten nach EAB⁸ berücksichtigt. Bauwerks- oder Verkehrslasten wurden nicht angesetzt.

⁸ Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 5. Auflage, Berlin, September 2012

Zum Vergleich wurde das gleiche Verbausystem mit einem Trägerbohlverbau (Berechnung [5]) bemessen. Bei z. B. einem Bohlträger HEB 340 ($h = 0,34$ m) beträgt die Einbindetiefe etwa 8,16 m ab Baugrubensohle. Die Durchbiegung beträgt etwa 15 mm. Aus unserer Sicht ist dieses Maß ebenfalls vertretbar, obwohl auch hier nur die Ersatzflächenlasten nach EAB berücksichtigt sind.

Als wasserdichtes Verbausystem wurde eine überschnittene Bohrpfahlwand ($d = 0,80$ m; Berechnung [6]) betrachtet. Hier ist aufgrund der vertikalen Tragfähigkeit eine Einbindetiefe von 5,04 m ab Baugrubensohle erforderlich. Die Durchbiegung liegt mit etwa 2 mm in der gleichen Größenordnung wie bei der aufgelösten Bohrpfahlwand.

Die aufgelöste und überschnittene Bohrpfahlwand zeigen eine deutlich höhere Steifigkeit, was vor allem hinsichtlich der Verformung neben bestehenden Bauwerken und Verkehrslasten von Vorteil ist.

Ggfs. kann die überschnittene Bohrpfahlwand auch als Bauwerkswand genutzt werden.

Bei der Wahl der Verbauart sind weiterhin folgende Punkte zu beachten:

Das Einbringen des Verbaus ist u. a. mit dem Umweltamt der Stadt Ludwigshafen und dem Kampfmittelbeseitigungsdienst (KMBD) Rheinland-Pfalz abzustimmen. Dies ist „Sache“ des Bauherrn und ist vor Ausschreibung/Vergabe abzuklären. Erforderliche Maßnahmen sind mit auszuschreiben.

Eine Kampfmittelfreimessung entlang der Verbautrasse ist beim Trägerbohlverbau und der aufgelösten Bohrpfahlwand in der Regel lediglich an den Bohrpunkten erforderlich, während bei der überschnittenen Bohrpfahlwand die komplette Trasse (Kampfmittel Sondierungen min. alle 1,50 m) freizumessen ist (siehe auch Abschnitt 10.3).

Aufgrund der Lage mit unmittelbar benachbarter Bebauung (und ggfs. Infrastruktur) sind die Verbauelemente erschütterungsarm einzubringen. Aufgrund der angetroffenen Auffüllungen mit Steinanteilen, empfehlen wir das Vorbohren der Rammträger.

Erschütterungen treten nicht nur beim Einbringen des Verbaus, sondern auch beim Ziehen der Bohlträger auf. In diesem Zusammenhang empfehlen wir eine Beweissicherung der umliegenden Bebauung und ggfs. die Durchführung von Erschütterungsmessungen zu Baubeginn.

Beim Ziehen besteht zudem die Gefahr, dass Hohlräume im Untergrund verbleiben, welche – auch über einen längeren Zeitraum – zu Setzungen an der Oberfläche führen können. Dies kann z. B. beim Ziehen durch Verpressen der Hohlräume z. B. mittels einer Zement-Suspension vermieden werden. Hierzu sind allerdings die Verpressschläuche bereits mit dem Einbringen der Profile zu installieren. Alternativ können die Profile auch im Untergrund belassen werden.

Bei der Herstellung der Bohrpfähle ist im erkundeten Baugrund dagegen nicht von nennenswerten Erschütterungen auszugehen. Hier verbleiben die Pfähle auf jedem Fall im Boden.

Bei der Bemessung des Verbaus kann die Bemessungssituation BS-T nach EC 7 angesetzt werden. Weiterhin empfehlen wir im Bereich mit Versorgungsleitungen, Bauwerken, Verkehrslasten (innerhalb des potentiellen Gleitkeils) sowie Lasten

oberhalb des Verbaus den Ansatz des Erdruchdrucks. Dieser wurde auch in unseren Vordimensionierungen in Anlage 7.2 so angesetzt.

Liegen die Lasten außerhalb des Gleitkeils bzw. außerhalb der Aushubgrenzen nach DIN 4124 (siehe auch Abschnitt 9.5, Bild 3) können unseres Erachtens auch größere Verformungen zugelassen werden. Hier wäre zur Vorbemessung der einfache aktive Erddruckansatz ausreichend.

Ansonsten verweisen wir auf die Vorgaben der EAB (Lastansätze etc.).

In diesem Zusammenhang ist mit den einzelnen Leitungsträgern und der Verkehrsbetriebe abzustimmen, ob besondere Anforderungen hinsichtlich der Leitungen und Stadtbahntrassen gelten.

Für ggfs. kleinere Böschungen ($h < 5,0 \text{ m}$) innerhalb der Baugrube können ohne weitere Nachweise die Baugrubenböschungen in Anlehnung an die DIN 4124 maximal unter 45° herzustellen. Die Vorgaben bzw. die Randbedingungen der DIN 4124 sind zu beachten.

In Anlehnung an die DIN 4124 können dann in den angetroffenen Böden ohne weitere Nachweise maximale Baugrubenböschungen

- unter 40° in den locker gelagerten Auffüllungen und
- unter 45° in den mitteldicht gelagerten Sanden und Kiesen

hergestellt werden. Die Vorgaben bzw. die Randbedingungen der DIN 4124 sind zu beachten.

Nach DIN 4124, gelten die o. g. Neigungen nicht, wenn eine ungünstige Gegebenheit oder ein ungünstiger Einfluss die Standsicherheit gefährdet. Im vorliegenden Fall können dies z. B. sein:

- Nicht oder nur wenig verdichtete Verfüllungen oder Aufschüttungen (ist im o. g. Böschungswinkel berücksichtigt).
- Erhebliche Anteile an organischen Bestandteilen und ähnlichen festigkeitsmindernden Bodenarten im Fall eines weichen bindigen Bodens.
- Grundwasserabsenkung durch offene Wasserhaltung in Feinsand- oder Schluffboden.
- Zufluss von Schichtenwasser.
- Nicht entwässerter, im wassergesättigten Zustand zum Fließen neigender Boden.
- Der Verlust der Kapillarkohäsion eines nichtbindigen Bodens durch Austrocknen.
- Starke Erschütterungen, z. B. aus Verkehr, Rammarbeiten, Verdichtungsarbeiten oder Sprengungen.

Sollten solche Randbedingungen vorliegen, ist die Standsicherheit von Böschungen rechnerisch nachzuweisen. Die Standsicherheit ist ebenfalls rechnerisch nachzuweisen, wenn z. B.:

- Eine Böschung mehr als 5,00 m hoch ist.
- Die oben genannten Böschungswinkel überschritten werden, wobei jedoch ein Böschungswinkel von mehr als 80° bei nichtbindigen oder bindigen Böden und von mehr als 90° bei Fels nicht zulässig ist.
- Die Standsicherheit von vorhandenen Gebäuden, Leitungen, anderen baulichen Anlagen oder Verkehrsflächen gefährdet werden kann.

- Das Gelände neben der Böschungskante steiler als 1:10 ansteigt oder unmittelbar neben dem Schutzstreifen von 0,60 m eine steiler als 1:2 geneigte Erdaufschüttung bzw. Stapellasten von mehr als 10 kN/m² zu erwarten sind.

Bei einer bis 1:1 geneigten Erdaufschüttung darf der geforderte Standsicherheitsnachweis entfallen, wenn die Tiefe der Baugrube bzw. des Grabens zusammen mit der Höhe der Erdaufschüttung das Maß von 5,00 m nicht übersteigt

Ansonsten verweisen wir auf die DIN 4124. Wir empfehlen, für die Erdarbeiten nur Fachfirmen zuzulassen und die DIN 4124 vertraglich zu vereinbaren.

Sollten z. B. bei Aushub Wasseraustritte oder abweichende Bodenarten festgestellt werden, so sind die Arbeiten einzustellen und es ist ein geotechnischer Sachverständiger hinzuzuziehen.

Auch bei Planungsänderungen, die Auswirkungen auf den Erdbau haben, sind die Auswirkungen vor Ausführungsbeginn von einem geotechnischen Sachverständigen zu prüfen.

9.2 Verankerung

Für die Verankerung des Baugrubenverbau bieten sich Temporäranker an.

Die bauteilbedingte Tragfähigkeit von Temporärankern (inneres Tragverhalten) wird in den Zulassungen der jeweiligen Produkte angegeben. Eine Dimensionierung der Ankerkörper (äußeres Tragverhalten), über die die Kräfte in den Boden eingeleitet werden, kann dabei nach folgendem Diagramm in Abhängigkeit der Lagerungsdichte der Sande erfolgen. Wir empfehlen dabei den Bereich „Kies, sandig, mitteldicht“ anzusetzen.

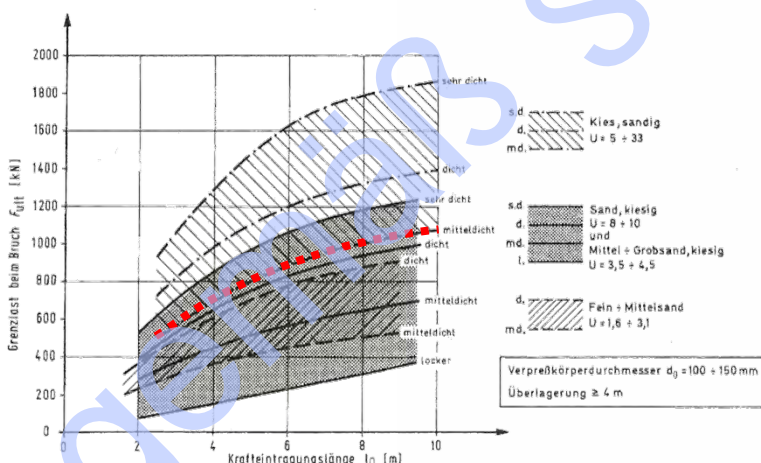


Bild 2: Grenzlast von Ankern in nichtbindigen Böden nach OSTERMEYER⁹

Generell empfehlen wir eine Mindest-Verpresskörperlänge von 5 m und einen Bohrdurchmesser des Verpresskörpers von 150 mm.

⁹ Helmut Ostermeyer, Verpressanker, Grundbau-Taschenbuch, Teil 2, 6. Auflage, 2001

Die Verpressstrecken sind so anzuordnen, dass die Abstände derselben untereinander $\geq 1,50$ m sind.

In den dicht gelagerten Kiesen und beim Durchhörtern von Steinzwischenschichten können Zusatzmaßnahmen zum Einbringen der Anker erforderlich werden.

Eine Verankerung in den Auffüllungen empfehlen wir nicht. Wenn dies doch ausgeführt wird, sind abweichende Tragfähigkeiten anzusetzen.

So kann z. B. für eine 5 m lange Verpressstrecke eine Grenzlast von 800 kN angesetzt werden.

Hinsichtlich der Qualitätssicherung verweisen wir auf die DIN EN 1537.

Bei der Ausführung von Ankern im Straßenkörper und ggfs. unter Bauwerken sind Servitutsrechte bei den Eigentümern einzuholen und vorhandene unterirdische „Hindernisse“ (Leitungen, Fundamente etc.) zu berücksichtigen.

9.3 Baugrubensohle

Bei der Ausführung einer wasserdichten Baugrube im Bereich des Bürogebäudes ist zusätzlich eine wasserdichte Baugrubensohle auszubilden. Hierzu bieten sich eine Unterwasserbetonsohle (Schwergewichtssohle oder rückverankert), eine hochliegende und rückverankerte oder eine tiefliegende Dichtsohle an.

Eine reine Schwergewichtssohle ist hier nicht sinnvoll, da aufgrund des anstehenden Grundwasserspiegels Dicken von geschätzt 2 – 3 m erforderlich werden.

Kann die Auftriebssicherheit nicht alleine durch das Gewicht der UW-Betonsohle nachgewiesen werden, kann die Betonsohle auch rückverankert werden. Hierbei ist die Betonsohle über Anker oder Mikropfähle nach unten (gegen den Wasserdruck) zu verankern. Übliche Dicken einer unbewehrten Betonsohle liegen im Bereich von 0,80 – 1,20 m (je nach Abstand der Anker, Nachweis der Sicherheit gegen Aufbruch der Sohle etc.).

Die Anker werden von der GOK gebohrt und in der geplanten Tiefenlage mit Einrichtungen zur Verankerung in der Betonsohle versehen. Anschließend wird der Boden zwischen den Ankern ausgehoben und die Sohle unter Wasser betoniert. Nach Aushärten der Sohle wird das Wasser in der Baugrube abgepumpt.

Die Anker können analog dem oben dargestellten Diagramm bemessen werden.

Die Betonsohle kann gleichzeitig als Auftriebssicherung des Bauwerks genutzt werden. Dann sind die Anker als Daueranker entsprechend zu dimensionieren.

Bei der Wahl der Sohlabdichtung ist auch die Bauwerksgründung zu berücksichtigen.

9.4 Grundwasserabsenkung

Werden keine wasserdichten Baugruben erstellt, sind diese mittels Grundwasserabsenkung trocken zu legen.

Generell empfehlen wir eine Absenktiefe von etwa 0,50 m unter Baugrubensohle.

Aus einer angenommenen Baugrubensohle von etwa Baukote -6,00 m (etwa 89,00 m+NN) beim geplanten Gebäude ergibt sich somit eine Absenkung des Grundwasserspiegels bis mindestens Baukote -6,50 m bzw. 88,50 m+NN.

Der tiefste Absenkungswasserspiegel liegt somit knapp über dem (seit 1993) gemessenen niedrigsten Grundwasserspiegel (NGW = 86,97 m+NN). Es ist trotzdem nicht auszuschließen, dass durch eine Absenkung über eine längere Zeit der Boden auch unter den angrenzenden Gebäuden soweit entwässert, dass Setzungen an den Gebäuden auftreten können.

Eine Abschätzung der Setzungen und auch eine Abschätzung der Bauwerksverträglichkeit der Setzungen sind erst dann möglich, wenn die Gründungssituation der umliegenden Gebäude und die Bauwerkslasten, wie auch die endgültige Ausführung der Wasserhaltung vorliegen.

Wir haben überschlägige Dimensionierungen zur Grundwasserhaltung für die Baugruben durchgeführt. Dabei wurden Schwergewichtsbrunnen mit einem Durchmesser von 0,80 m (Außenkante Verfilterung) betrachtet.

Unsere grobe Vordimensionierung ersetzt nicht die Bemessung im Rahmen der Bauausführung.

Maßgebend für die Durchlässigkeiten sind die sandigen Kiese (Schicht 2b). Hier liegen Durchlässigkeiten im oberen Bereich (bis etwa 10,0 m u. GOK) von $3,0 - 5,4 \cdot 10^{-4}$ m/s und darunter von $7,4 \cdot 10^{-4} - 1,4 \cdot 10^{-3}$ m/s vor. Wir haben daher zur Abschätzung der Wassermengen die Absenkungen mit dem minimalen Wert ($3,0 \cdot 10^{-4}$ m/s) und dem maximalen Wert ($1,4 \cdot 10^{-3}$ m/s) der Durchlässigkeit berechnet.

Zur Bestimmung der tatsächlichen Durchlässigkeit des Untergrundes empfehlen wir die Durchführung eines Pumpversuchs. Aufgrund der Größe der Baugrube und evtl. Inhomogenitäten im Untergrund sind auch hier Abweichungen innerhalb der Baumaßnahme nicht auszuschließen.

Für die Betrachtungen haben wir den $HGW_{Bau} = MHGW$ (89,46 m+NN) zugrunde gelegt. Beim Gebäude ist ab einem Grundwasserniveau auf MGW keine Absenkung mehr erforderlich.

In nachfolgender Tabelle sind die relevanten Ergebnisse der Abschätzungen aufgeführt.

Tab. 9: Ergebnisse zur GW-Absenkung (Schätzwerte)

| k _f -Wert | Förderrate (gerund.) | |
|---|----------------------|------------|
| | [m³/h] | [m³/Monat] |
| min. k _f = $3,0 \cdot 10^{-4}$ m/s | 30 | 22.000 |
| max. k _f = $1,4 \cdot 10^{-3}$ m/s | 101 | 73.000 |

Bodenplatte in etwa auf gleicher Höhe wie die der neuen Gründung mit 88,90 m+NN (etwa UK Sauberkeitsschicht).

Bei einer Plattengründung ist durch Abgrabungen am Rand der Platte in der Regel kein Verlust der Gesamtstandsicherheit durch Grundbruch zu befürchten. Allerdings sind Rutschungen des Bodens nicht auszuschließen, was zu Last- und Spannungumlagerungen und damit Setzungen und Schiefstellungen führen kann, die die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks gefährden.

Ein „Voraushub“ kann bis 0,50 m über die bestehenden Gründungstiefen erfolgen. Dann sind die Unterfangungen auszuführen. In der Tiefe müssen sie bis mindestens 0,50 m unter geplante Aushubsohle reichen (siehe Bild 3). Die Dicke der Unterfangung resultiert aus der statischen Bemessung.

Wir empfehlen sämtliche Unterfangungen, unabhängig von der Unterfangungshöhe, statisch zu bemessen bzw. vom Statiker prüfen zu lassen. Wir empfehlen zudem im Zuge der Aushubmaßnahmen die Planangaben/Tiefen der Bestandsgründung zu überprüfen. Dies kann mittels Baggerschürfen ab einem Niveau von 0,50 m über den angegebenen Bestandstiefen erfolgen. Die maximale Breite der Baggerschürfen beträgt entsprechend der DIN 4123 1,25 m.

10 Umwelttechnik / Bodenschutz

Im Zuge der uns vorliegenden aktuellen Planung fällt kein Aushub an. Das geplante Kellergeschoss kommt innerhalb des vorhandenen Kellers zu liegen. Ein Eingriff in den Boden ist daher nicht geplant. Umwelttechnische Untersuchungen sind somit nicht erforderlich und nicht Bestandteil dieses Gutachtens.

11 Versickerung von Niederschlagswasser

Das untersuchte Grundstück befindet sich im Zentrum der Stadt Ludwigshafen und ist im direkten Umfeld von versiegelten Flächen und dichter Bebauung umgeben. Für eine mögliche Versickerung von Niederschlagswasser besteht ein hoher Platzbedarf, zumal die Unterkante der Versickerungseinrichtung minimal bis etwa 90,5 m+NN (MHGW +1,0 m) bzw. etwa 4,0 m u. GOK reichen darf. Außerdem müsste die Auffüllung ausgehoben werden. In Anbetracht dieser Gründe halten wir eine Versickerung mit enorm hohem Aufwand für möglich und raten daher davon ab.

12 Hinweise zur Bauausführung

12.1 Bauwerksabdichtung

Die tiefste Bauwerkssohle liegt mit etwa Baukote -5,50 m etwa 2,00 m unterhalb des Bemessungshöchstwasserstand der SGD Süd von 91,50 m+NN (siehe Abschnitt 7.1).

Wir empfehlen daher Abdichtungen nach DIN 18533-1 entsprechend der Wassereinwirkungsklasse W2.1-E bei einer Eintauchtiefe von ≤ 3 m und entsprechend der Wassereinwirkungsklasse W2.2-E bei einer Eintauchtiefe von > 3 m.

Die Abdichtungsmaßnahmen sind bis etwa 0,50 m über den Bemessungswasserstand zu führen.

12.2 Kampfmittel

Entsprechend der DIN 18299 ist im Hinblick auf die vorhandene Kampfmittelsituation eine Aussage des Auftraggebers in der Leistungsbeschreibung zu treffen.

Bei einer Nichtfreigabe durch den Kampfmittelräumdienst sind entweder Untersuchungen zur Kampfmittelsituation (z.B. entsprechende Freimessungen) vor der Ausführung der eigentlichen Bauarbeiten durch den AG zu veranlassen. Alternativ hat der AG in der Leistungsbeschreibung auf die vorhandene Situation hinzuweisen, so dass im Zuge der geplanten Bauarbeiten geeignete Maßnahmen eingeplant werden können.

So ist u. a. das Einbringen des Verbaus, von Injektionslanzen oder Absenkbrunnen mit dem Umweltamt der Stadt Ludwigshafen und dem Kampfmittelbeseitigungsdienst (KMBD) Rheinland-Pfalz abzustimmen.

Die im Rahmen der Baugrunderkundung durchgeführte Kampfmittelfreimessung bezieht sich nur auf die Erkundungspunkte und stellt keine Freimessung für die Baumaßnahme dar. Die Berichte sind in Anlage 4.2 beigelegt.

12.3 Sonstige Hinweise

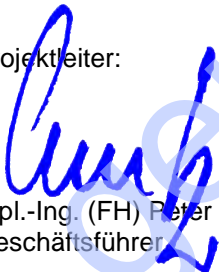
Wir empfehlen den Einbau einer Sauberkeitsschicht unter den Fundamenten und der Bodenplatte aus Magerbeton in einer Stärke von 0,10 m.

Bei Abweichungen vom erkundeten Baugrund ist unser Büro zu informieren.

Dieser Bericht besteht aus 24 Seiten (inkl. Deckblatt) und den Anlagen 1 bis 7.

INGENIEURBÜRO ROTH
& PARTNER GMBH

Projektleiter:



Dipl.-Ing. (FH) Peter Cuntz
Geschäftsführer



Projektbearbeiter:



Philipp Förschler, M.Sc.



Anlage 1

Auszug aus der topographischen Karte

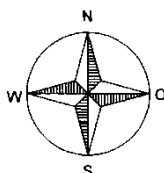
Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Plangrundlage : ©GeoBasis-DE / LVermGeoRP (2022), dl-de/by-2.0, <http://www.lvermgeo.rlp.de> [Daten bearbeitet]

Legende:

 **Untersuchungsbereich**



Projekt : **Bürohaus Berliner Platz**
Berliner Platz, 67061 Ludwigshafen

Baugrunderkundung und Gründungsberatung

| | | |
|--|-----------------|-------------|
| Planinhalt: | Maßstab: | Anlage-Nr.: |
| Auszug aus der topografischen Karte | 1:25.000 | 1 |

Auftraggeber:



INGENIEURBÜRO
 ROTH & PARTNER



Anweiler, Oktober 2024

Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Messplatz 14 · 76855 Anweiler
 Telefon 06346 95966-0 · Telefax -99
 info@ib-roth.com · www.ib-roth.com



Anlage 2

Auszug aus der geologischen Karte

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Plangrundlage : Geologische Karte Blatt 6516

Legende:



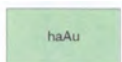
Untersuchungsbereich



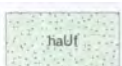
Aufschüttungen
diverse Kippsubstrate (Sand, Lehm, Kulturschutt, z.T. Mülldeponien und Erdaushub, über 1m mächtig)



Uferwälle, Flussinseln und Gleithangwälle, mit überwiegend grobklastischen Sedimenten
Sand, örtlich Kies mit lehmiger Deckschicht



Altläufe, ungegliedert
Sand, Schluff bis Ton



Umlaufflächen mit feinklastischen Sedimenten
Lehm, tonig über Sand und Schluff bis Lehm

Projekt :

Bürohaus Berliner Platz
Berliner Platz, 67061 Ludwigshafen

Baugrunderkundung und Gründungsberatung

Planinhalt:

Auszug aus der geologischen Karte

Maßstab :

1:25.000

Anlage-Nr.:

2

Auftraggeber:

UNMÜSSIG

INGENIEURBÜRO ROTH & PARTNER



Annweiler, Oktober 2024

Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
Messplatz 14 · 76855 Annweiler
Telefon 06346 95966-0 · Telefax -99
info@ib-roth.com · www.ib-roth.com



Anlage 3

Lageplan und Schnitt mit Eintrag der Erkundungen

- 3.1 Lageplan
- 3.2 Schnitt

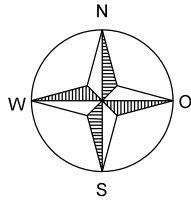
Offenlage
gemäß §3(2) BauGB





Anlage 3.1

Lageplan

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Legende

-  **BK** Bohrung
-  **DPH** Rammsondierung mit der schweren Rammsonde



Grundlage: Lageplan 13.09.2024, MAX DUDLER

| | | |
|---|---------|------------------------|
| Projekt | | |
| Bürohaus Berliner Platz Berliner Platz, 67061 Ludwigshafen | | |
| Baugrunderkundung und Gründungsberatung | | |
| Planinhalt | Maßstab | Anlage-Nr. |
| Lageplan mit Eintrag der Erkundungspunkte | 1:1000 | 3.1 |
| Auftraggeber | | |
|  | | |
| INGENIEURBÜRO ROTH & PARTNER  | | Anweiler, Oktober 2024 |
| Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH Messplatz 14 · 76855 Anweiler Telefon 06346 95966-0 · Telefax -99 info@ib-roth.com · www.ib-roth.com | | |



Anlage 3.2

Schnitte

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

Legende

Boden- und Felsarten

- | | | | |
|--|------------------------------|--|------------------------------------|
| | Torf, H, torfig, h | | Aufkantung, A |
| | Steine, X, steinig, x | | Mittelsandes, mG, mittelkiesig, mg |
| | Feinkies, fG, feinkiesig, fg | | Kies, G, kiesig, g |
| | Grobsand, gS, grobsandig, gs | | Mittelsand, mS, mittelsandig, ms |
| | Feinsand, fS, feinsandig, fs | | Sand, S, sandig, s |
| | Schluff, U, schluffig, u | | Ton, T, tonig, t |

Signaturen der Umweltgeologie (nicht DIN-gemäß)

- | | | | |
|--|--------------------------------|--|---|
| | Schotter, So, mit Schotter, so | | Ziegelbruch, Zb, mit Ziegelbruchstücken, zb |
|--|--------------------------------|--|---|

Sonstige Zeichen

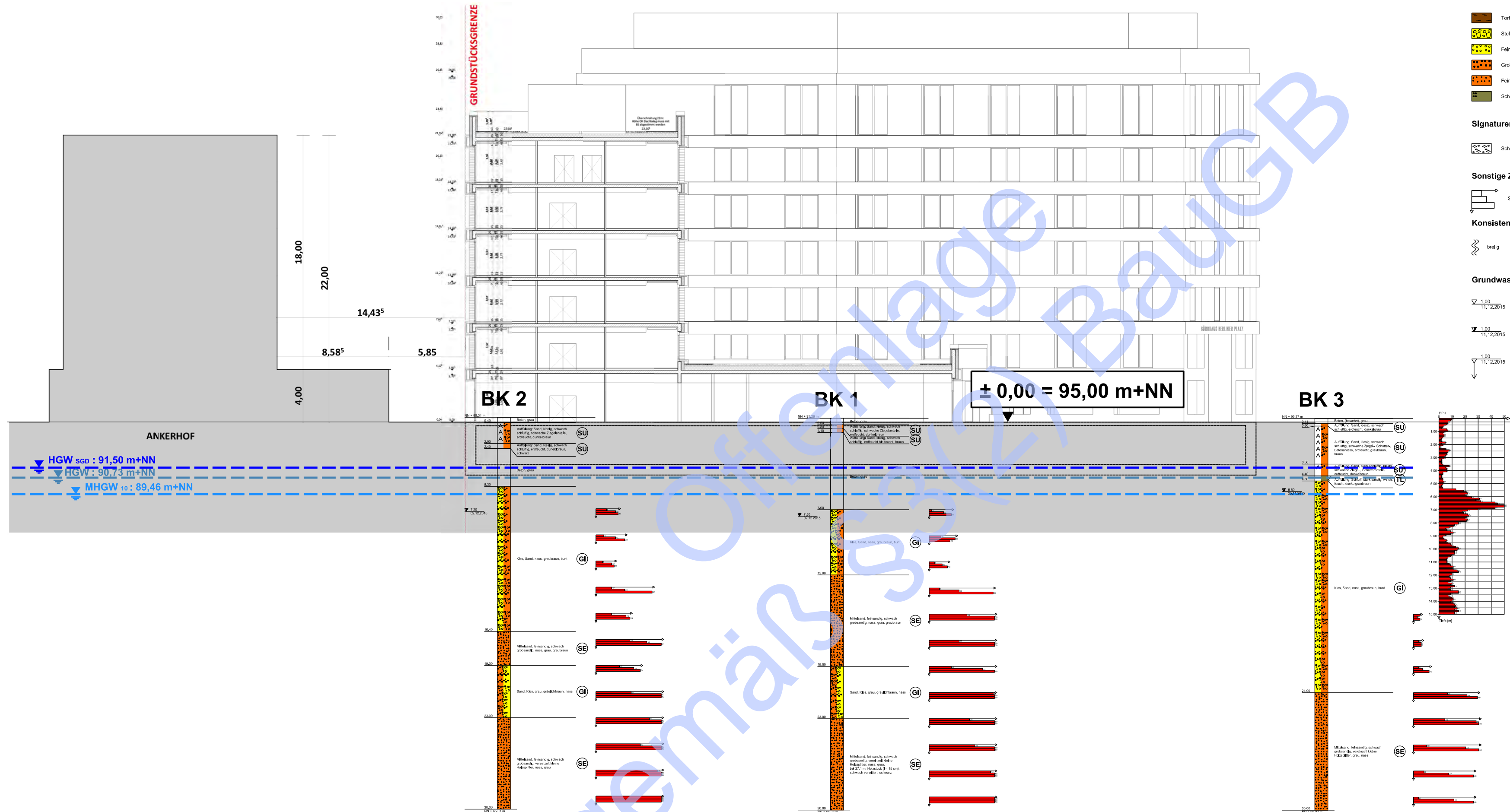
- SPT-Test

Konsistenz

- breig weich steif halbfest fest

Grundwasser

- | | | | |
|--|---|--|---|
| | Grundwasser am 11.12.2015 in 1,00 m unter Gelände angebohrt | | Grundwasser in 1,80 m unter Gelände angebohrt, Anstieg des Wassers auf 1,00 m unter Gelände am 11.12.2015 |
| | Grundwasser nach Beendigung der Bohrarbeiten am 11.12.2015 | | Ruhewasserstand in einem ausgebauten Bohrloch |
| | Wasser versickert in 1,00 m unter Gelände | | |



Profile im Detail siehe Anlage 4

Grundlage: Querschnitt Passage Ankerhof 03.09.2024, MAX DUDLER

| | | |
|---|---------|-------------------------|
| Projekt Bürohaus Berliner Platz Berliner Platz, 67061 Ludwigshafen Baugrunderkundung und Gründungsberatung | | |
| Planinhalt | Maßstab | Anlage-Nr. |
| Schnitt 1 | 1:250 | 3.2 |
| Auftraggeber | | |
| INGENIEURBÜRO ROTH & PARTNER Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH Messplatz 14 · 76855 Annweiler Telefon 06346 95966-0 · Telefax -99 info@ib-roth.com · www.ib-roth.com | | Annweiler, Oktober 2024 |



Anlage 4

Erkundungsergebnisse

- 4.1 Zeichnerische Darstellung Profile der Bohrungen und der Ergebnisse der Rammsondierungen
- 4.2 Berichte zur Kampfmittelerkundung

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

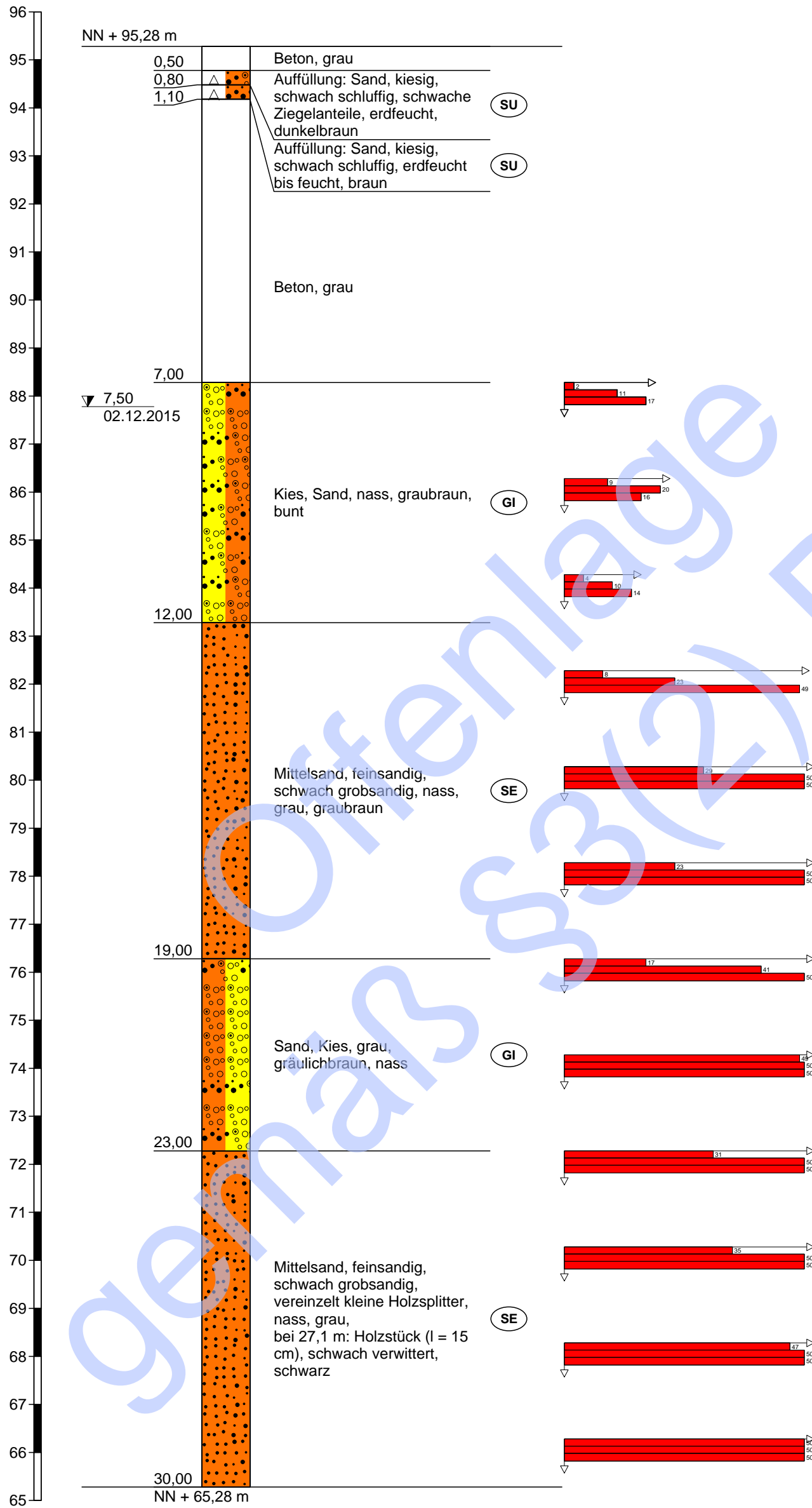


Anlage 4.1

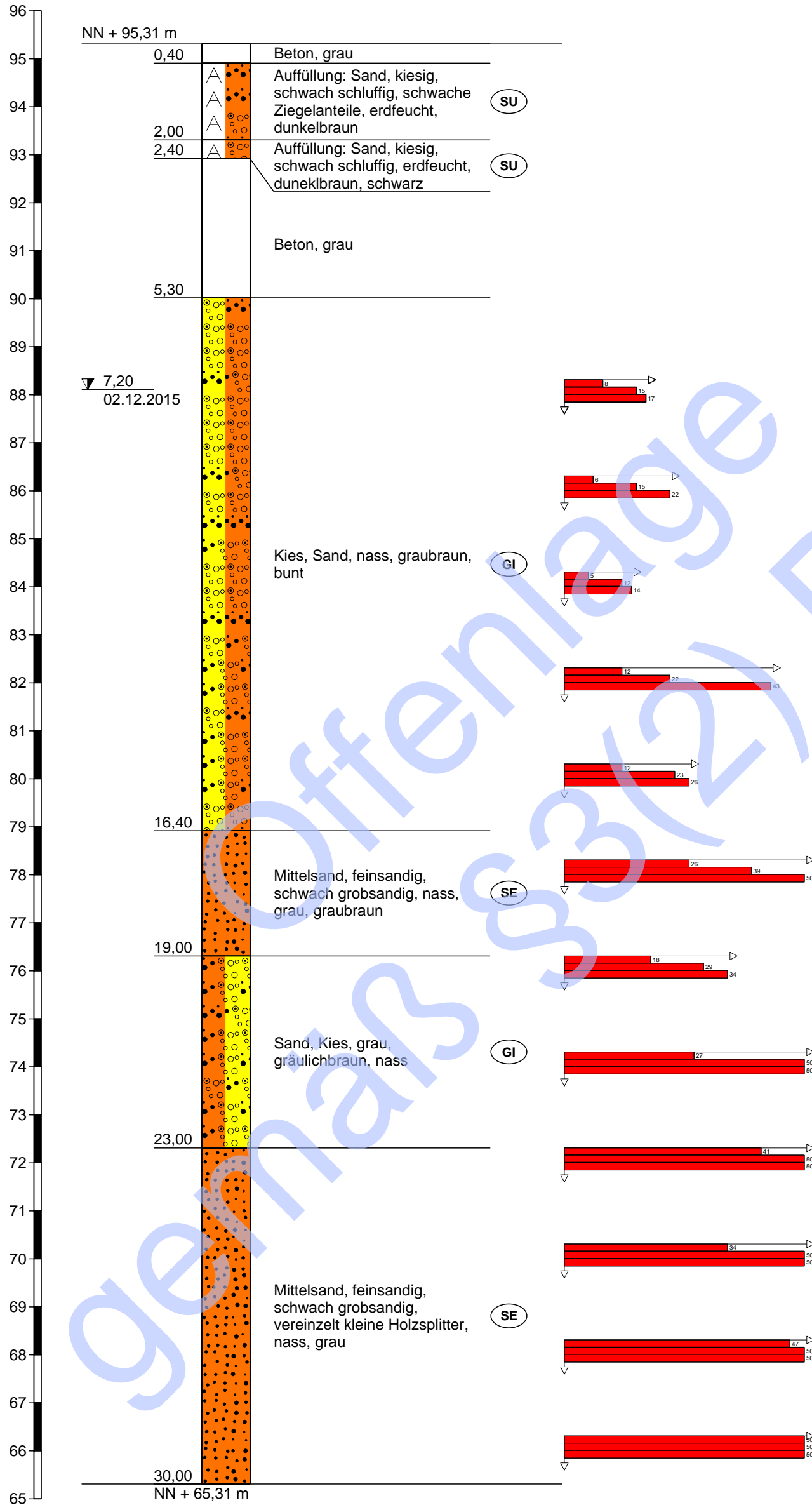
**Zeichnerische Darstellung Profile der Bohrungen und der Ergebnisse der
Rammsondierungen**

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

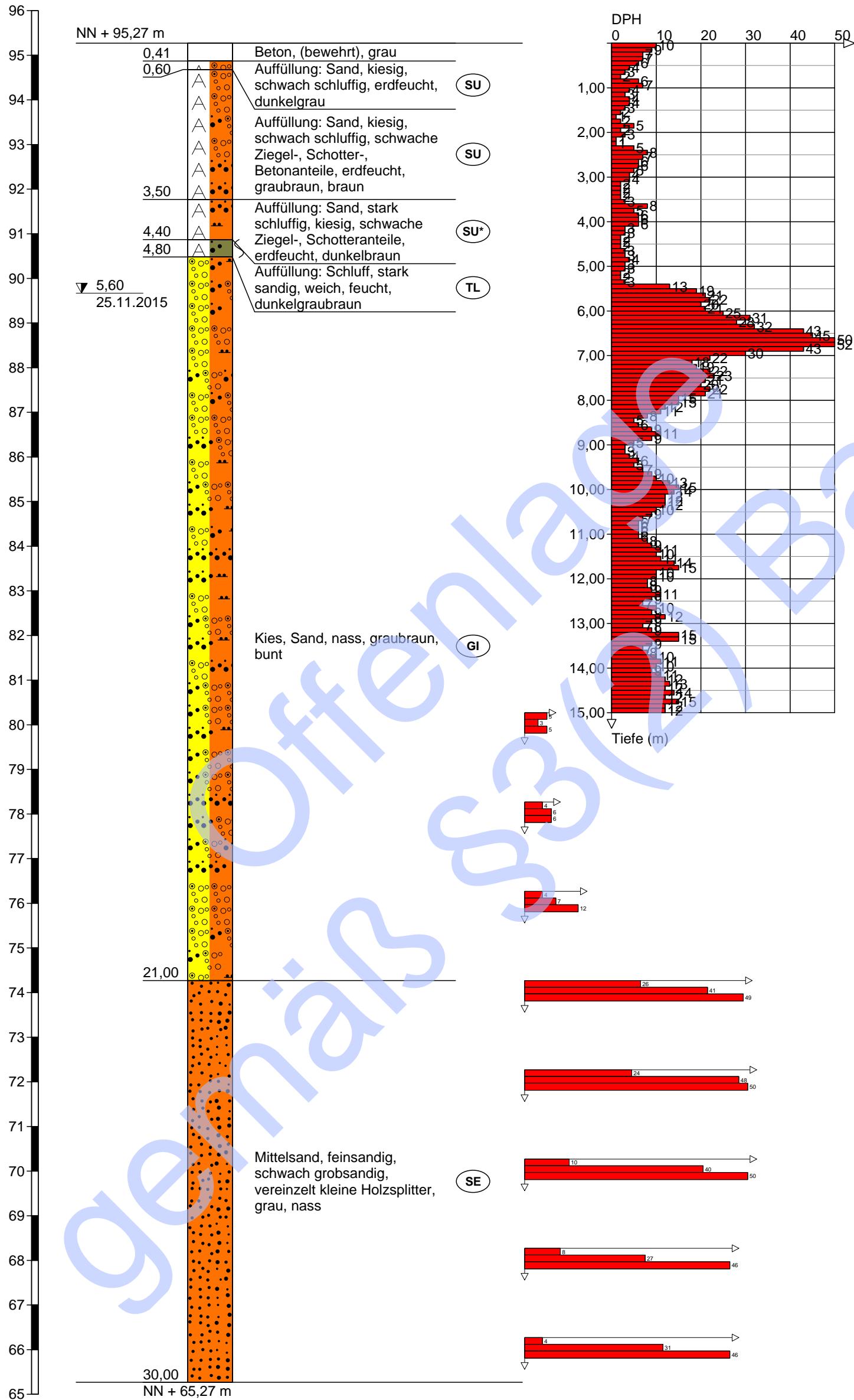
BK 1



BK 2



BK 3





Anlage 4.2

Berichte zur Kampfmittelerkundung

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Brunnenbau • Baugrunderkundung • Altlastenerkundung • Erdwärmebohrungen • Brunnen für Grundwasserwärmepumpen
Kampfmittelerkundung • Grundwasserabsenkung • Brunnenregenerierung • Brunnensanierung • Brunnenrückbau

Ingenieurbüro Roth & Partner
76133 Karlsruhe
Hans Sachs Str. 9

Fax: 0721/ 98453-99
E-Mail: cuntz@ib-roth.com

Zertifiziert nach DIN EN ISO 9001:2008
Fachkräfte nach DIN EN ISO 22475-1
Erlaubnisschein nach §7 SprengG.
Präqualifikation: Nr. 011.100062
Zertifiziert nach DVGW W 120
DVGW W 120-1 / W 120-2
Zertifiziert nach SCC*

16.12.2015/gb
Ihr Ansprechpartner:
Herr Gerhard Breite
Tel.: 0172 / 7246794

Kampfmittelsondierung Ludwigshafen, Berliner Platz Metropol

Sehr geehrte Damen und Herren,
sehr geehrter Herr Cuntz

das Protokoll der Kampfmittelsondierung,

Ludwigshafen, Metropol- Berliner Platz

zur Kenntnisnahme.

Anlagen:

Protokoll / Freigabevorschlag
Insgesamt incl. Deckblatt: 4 Seiten

Mit freundlichen Grüßen

Hettmannsperger
Bohrgesellschaft mbH

Hettmannsperger Bohrgesellschaft mbH

Brunnenbau - Bodenuntersuchungen - Altlastenerkundung - Kampfmittelüberprüfung

Protokoll

über die Kampfmittelsondierung

Protokoll: HB-Nr.: 7150896

Auftraggeber: Ingenieurbüro Roth & Partner

Einsatzort: Ludwigshafen, Berliner Platz

Ausführungszeit: ~~18~~.11.- 10.12.2015

Auftragsziel: Kampfmittelsondierung für drei Erkundungsbohrungen und Baubegleitung

Vermutete Objekte: Alliierte Abwurfmunition II.WK

Sondenart: Eisendetektor Typ: Ferrex 4.032

DLM-Nummer: 333

Luftbilddauswertung: KMBD-BW, AZ.: unbekannt

**Die laut Auftrag untersuchten Bohransatzpunkte
werden freigegeben.**

Siehe Bemerkungen und Einschränkungen zur Freigabe (Seite 3/3)

Es wurde auf dem heutigen Stand der Technik gearbeitet.
Nach den Messergebnissen und unseren Erfahrungen ist auf den überprüften Bohransatzpunkten in einem Radius von 90cm nicht mehr mit Kampfmitteln zu rechnen; eine Gewähr für absolute Kampfmittelfreiheit kann jedoch nicht übernommen werden!

Hettmannsperger Bohrgesellschaft mbH

Brunnenbau - Bodenuntersuchungen - Altlastenerkundung - Kampfmittelüberprüfung

Bemerkungen und Einschränkungen zur Freigabe:

1. Eine Freigabe gilt nicht in Bezug auf Kabel und Leitungen.
2. Es wurde für drei Erkundungsbohrungen (B2- B4) jeweils eine Tiefensondierung zwischen 6,0- 10,0m abgeteuft. Der Verdacht auf Kampfmittel hat sich nicht bestätigt (Siehe Spurdarstellung).
3. Die Bohrung B1 wurde unter baubegleitende Kampfmittelerkundung eines Befähigungsscheininhabers nach § 20 SprengG. abgeteuft.
4. Die Bohransatzpunkte werden hiermit freigegeben und sind punktgenau einzuhalten.

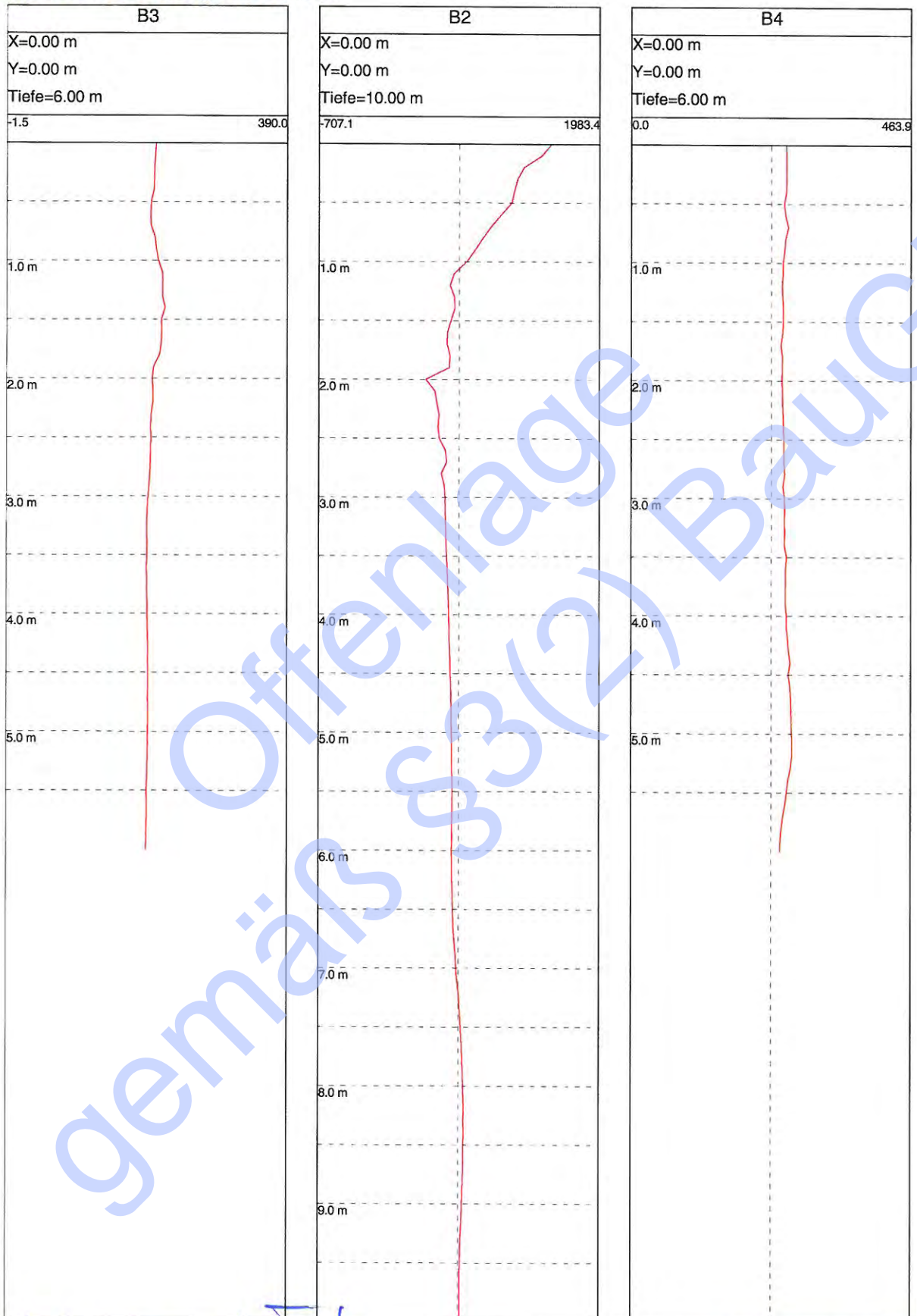
Karlsruhe/ Ötigheim 16.12.2015



Volker Tetz
Befähigter gem. § 20 SprengG.

Gerhard Breite
Brunnenbauermeister
Koordinator Kampfmittelerkundung

Meßbereich der Anzeige: 3000.0 nT/m



Volker Tetz
MAGNETO-BM 2.0 Copyright 2001 SENSYS GmbH



Anlage 5

Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

5.1 Korngrößenverteilungen nach DIN 18123 und Wassergehalte nach DIN 18121

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Anlage 5.1

Korngrößenverteilungen nach DIN 18123 und Wassergehalte nach DIN 18121

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Messplatz 14
 76855 Annweiler am Trifels

Bearbeiter: cu

Datum: 17.12.2015

Körnungslinie

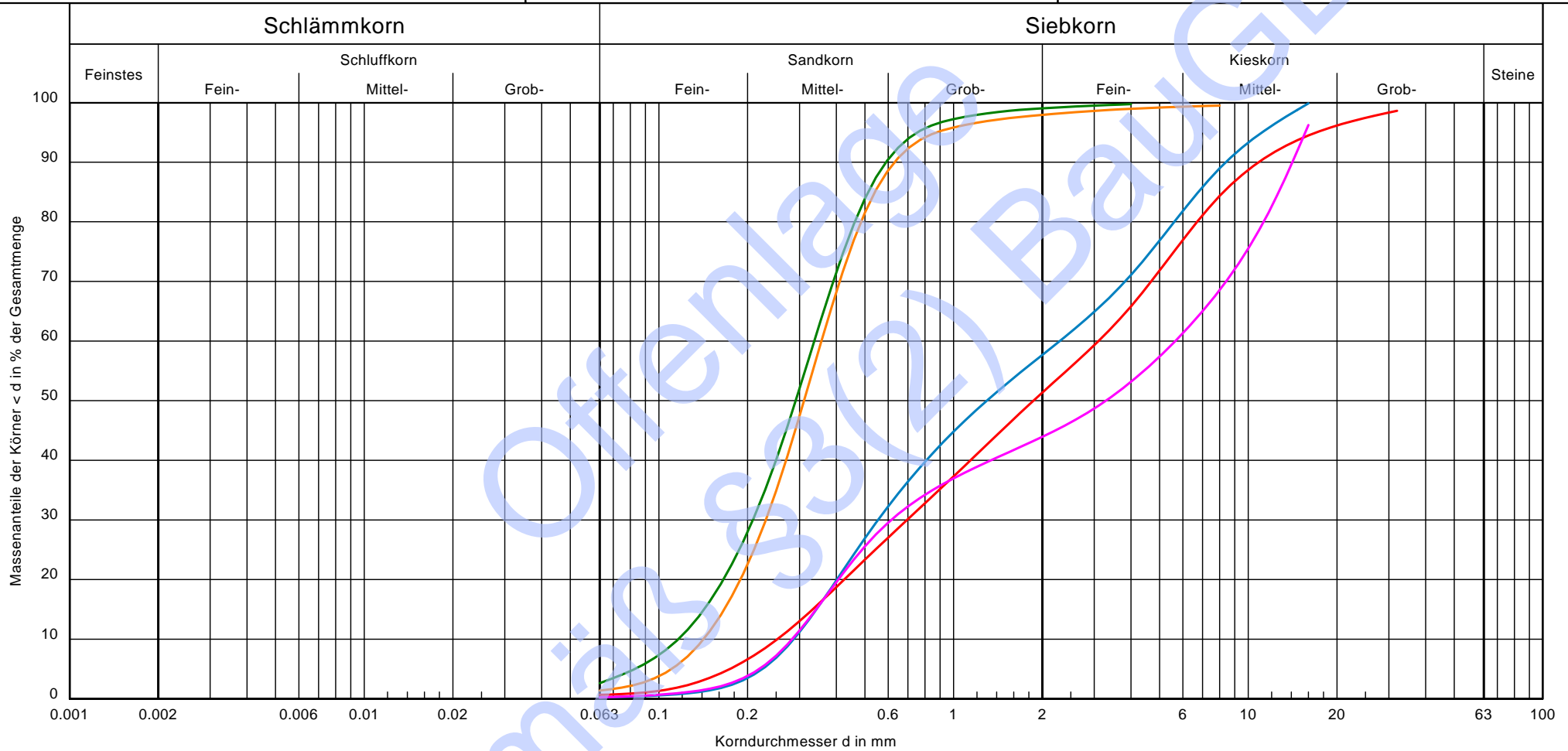
Bürohaus Berliner Platz
 Berliner Platz, Ludwigshafen

Prüfungsnummer: 24P 500

Probe entnommen am: Nov.-Dez. 2015

Art der Entnahme: gestört

Arbeitsweise: Rammkernbohrung



| | | | | | |
|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Entnahmestelle: | BK 1 | BK 1 | BK 1 | BK 3 | BK 3 |
| Tiefe: | 7,00 - 12,00 | 19,00 - 23,00 | 23,00 - 30,00 | 4,80 - 21,00 | 21,00 - 30,00 |
| Bodenart: | S, G | S, G | mS, fs, gs' | S, G | mS, fs, gs' |
| Bodengruppe: | GI | GI | SE | GI | SE |
| T/U/S/G [%]: | - /0.2/57.4/42.3 | - /0.7/50.7/48.6 | - /2.6/96.4/1.0 | - /0.2/43.7/56.1 | - /1.4/96.5/2.1 |
| U/Cc: | 8.0/0.5 | 12.3/0.6 | 2.9/1.1 | 20.0/0.2 | 2.5/1.1 |
| Wassergehalt [%]: | 16.20 | 13.82 | 22.53 | 13.28 | 24.56 |
| Durchlässigkeit [m/s]: | $9.5 \cdot 10^{-4}$ | $7.4 \cdot 10^{-4}$ | $1.6 \cdot 10^{-4}$ | $9.3 \cdot 10^{-4}$ | $2.3 \cdot 10^{-4}$ |

Anlage:
5.1



Anlage 6

Grundwasserdaten

- 6.1 Ganglinien der Stadt Ludwigshafen
- 6.2 Betonaggressivität nach DIN 4030 [3]

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



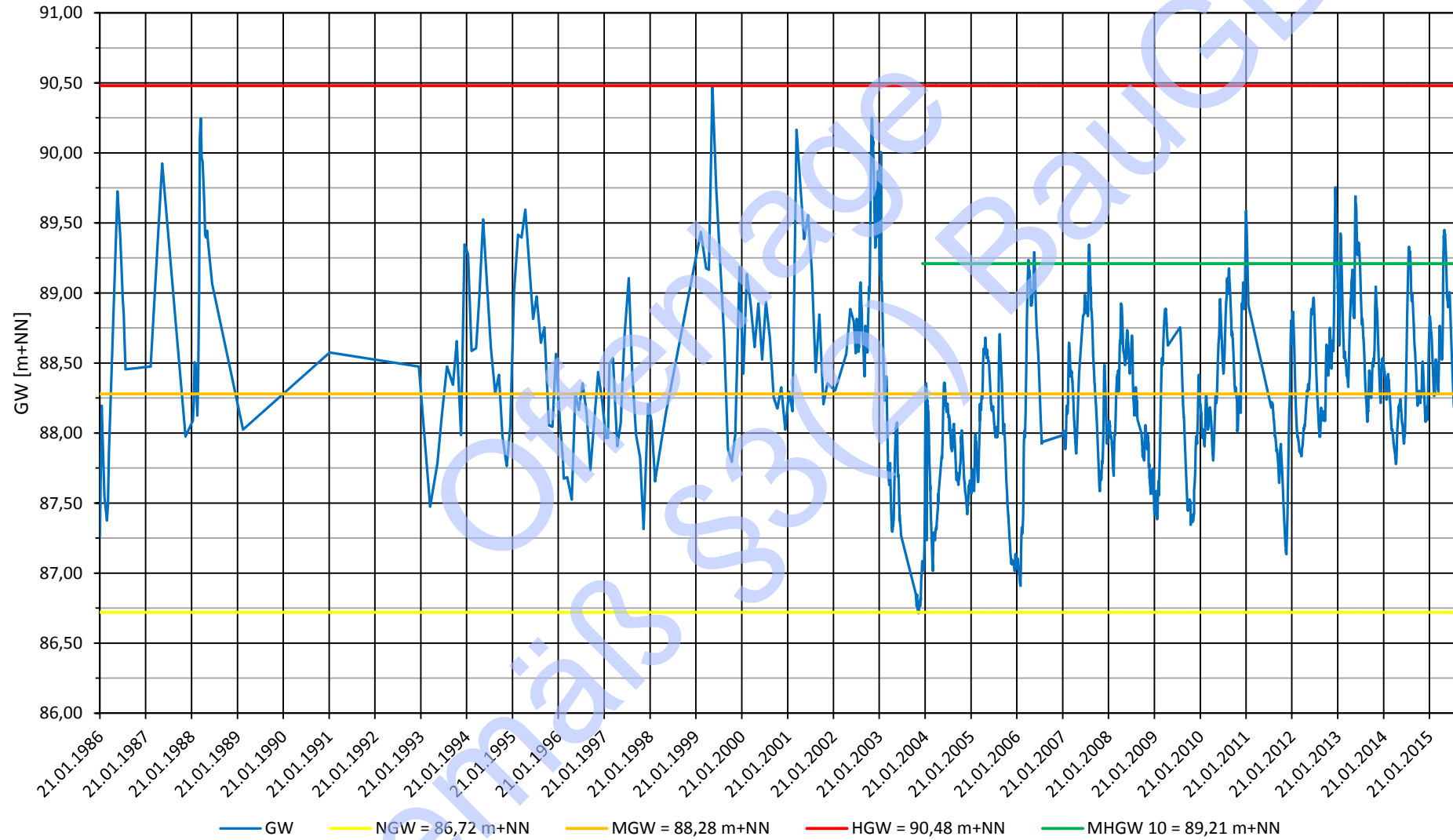
Anlage 6.1

Ganglinien der Stadt Ludwigshafen

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Messstelle A021
Mundenheimer Straße/Pfalzgrafenstraße





Anlage 6.2

Betonaggressivität nach DIN 4030 [3]

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
Hohenstauferstraße 24
76855 Annweiler

| | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------------|-------------------|
| Analysenbericht Nr.: | 12/05990 | Datum: | 21.12.2012 |
|-----------------------------|-----------------|---------------|-------------------|

1 Allgemeine Angaben

Auftraggeber : Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Herkunft der Probe : Ludwigshafen
 Projekt : 12 P 351 Ludwigshafen, Pfalzgrafenstraße
 Art der Probe : Grundwasser
 Entnahmestelle :
 Originalbezeichnung : Ludwigshafen, Pfalzgrafenstraße Entnahmedatum : 07. 12. 2012
 Probenehmer : von Seiten des Auftraggebers Probeneingang : 10. 12. 2012
 Bearbeitungszeitraum : 10.12.2012 – 12.12.2012

2 Untersuchungsergebnisse

| Parameter | Einheit | Messwert | Betonaggressivität | | | Methode |
|-----------------------|---------|----------|--------------------|-----------|-----------|-----------------|
| | | | schwach | stark | sehrstark | |
| pH-Wert | - | 7,53 | 65-55 | 55-45 | <45 | DIN 38 404 - C5 |
| Elektr. Leitfähigkeit | µS/cm | 916 | | | | EN 27 888 |
| NH4-N | mg / l | 0,05 | 15-30 | 30-60 | >60 | DIN 38 406 E 5 |
| Chlorid | mg / l | 66 | | | | DIN 38 405 D 19 |
| NO3-N | mg / l | < 1 | | | | DIN 38 405 D 19 |
| Sulfat | mg / l | 171 | 200-600 | 600-3000 | >3000 | DIN 38 405 D 19 |
| Calcium | mg / l | 115 | | | | EN ISO 11885 |
| Magnesium | mg / l | 16 | 300-1000 | 1000-3000 | >3000 | EN ISO 11885 |
| Kalium | mg / l | 18 | | | | EN ISO 11885 |
| Natrium | mg / l | 46 | | | | EN ISO 11885 |
| Kalkaggr. Kohlensäure | mg / l | 8 | 15-40 | 40-100 | >100 | DIN 38 404 C10 |

Kaiserslautern, den 21.12.2012

Onlinedokument ohne Unterschrift

Dipl. Ing. (FH) E. Schindele



Anlage 7

Geotechnische Vordimensionierungen

- 7.1 Flachgründung
- 7.2 Baugrubenverbau

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



Anlage 7.1

Flachgründung

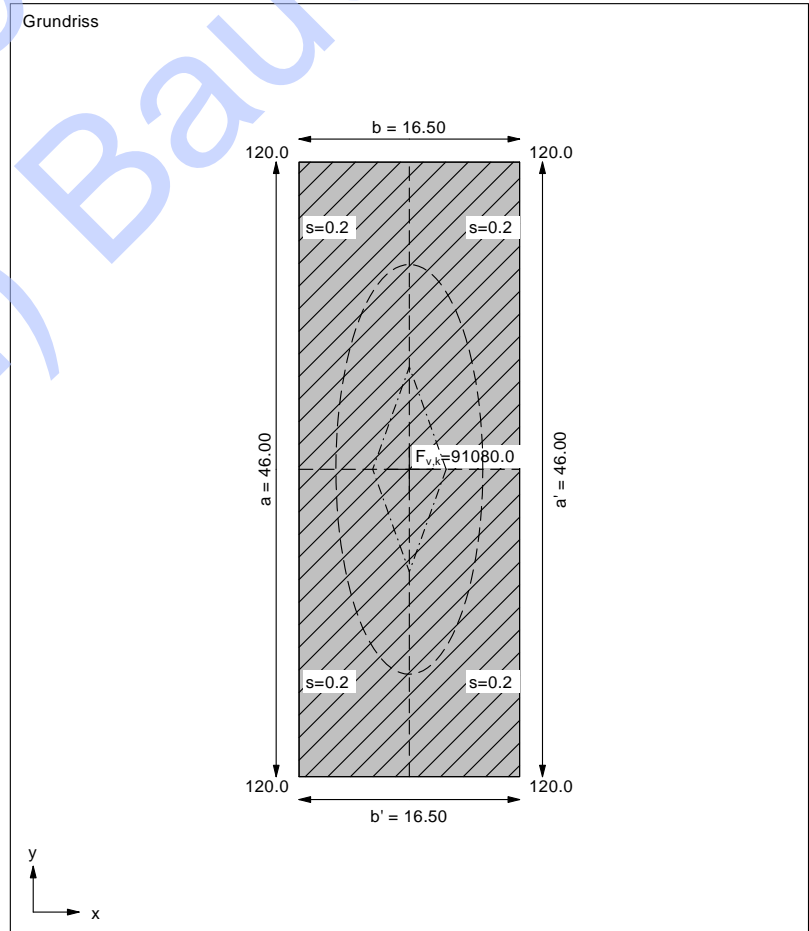
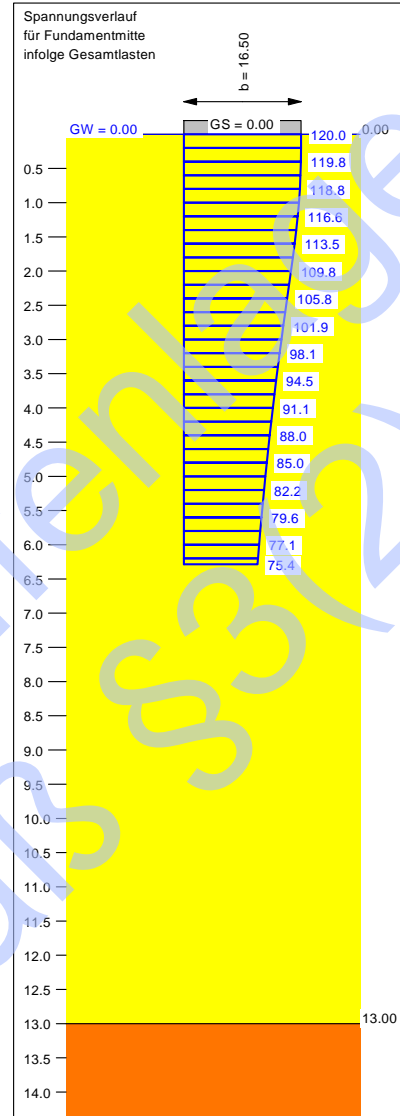
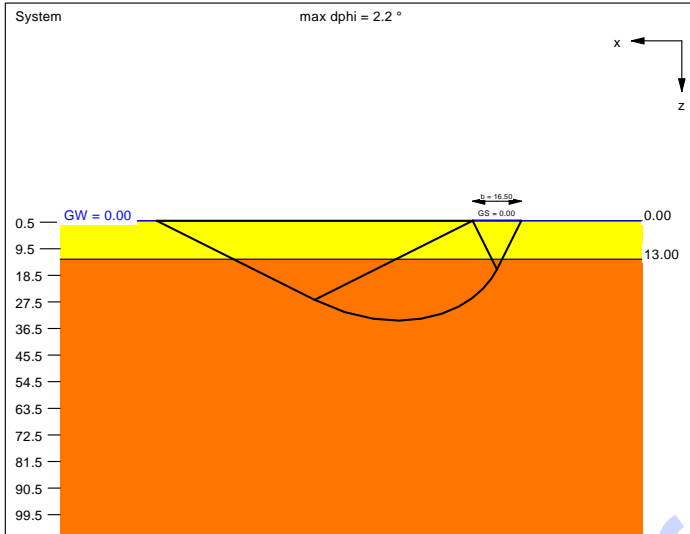
Offenlage
gemäß §3(2) BauGB



| Boden | γ/γ' [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] | v [-] | E _s [MN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|--|------------------|---------------------------|----------|--|-------------|
| | 19.0/10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.00 | 50.0 | GI, md |
| | 20.0/11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.00 | 100.0 | SE, sd |

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_S = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stu} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 Datei: 01-24P500-bpl-west-01.gdg
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite

1



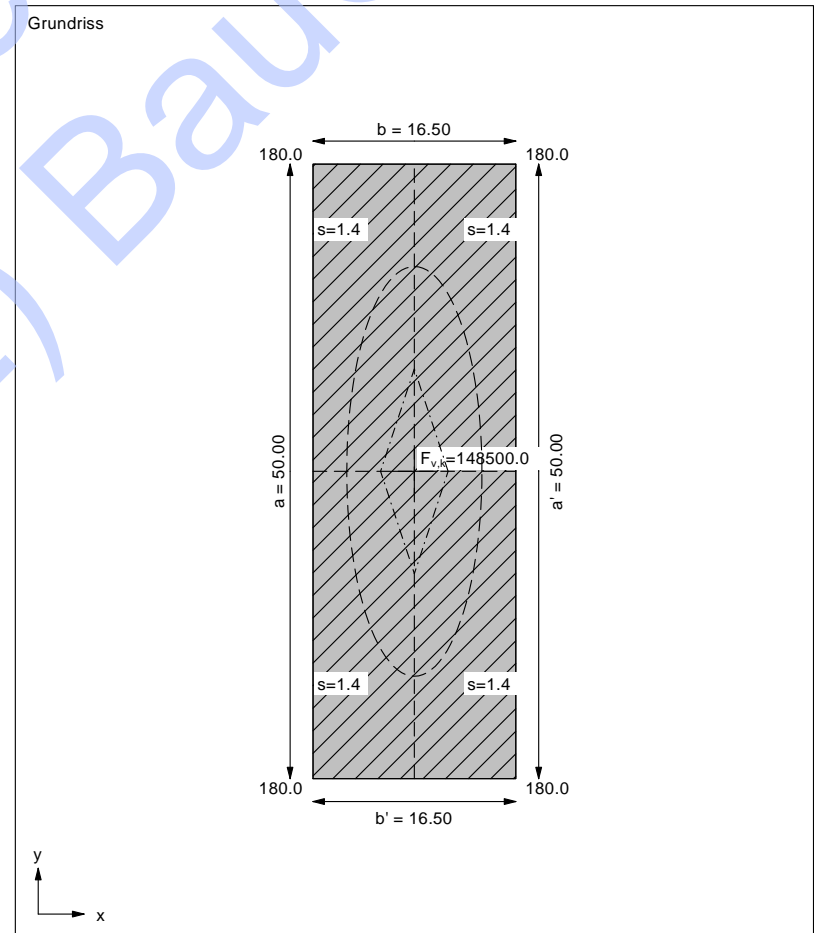
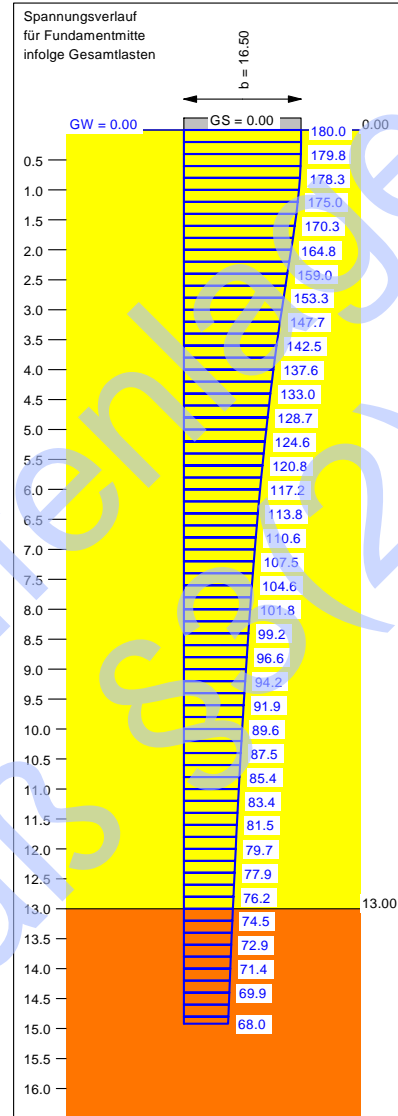
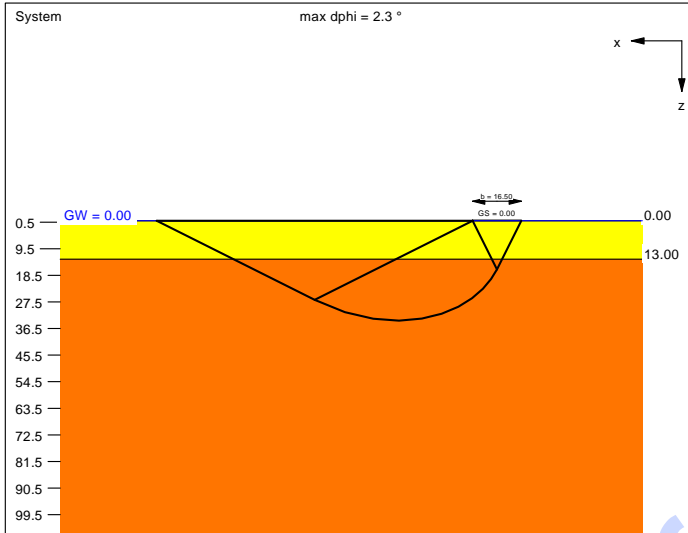
Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 91080.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Länge a = 46.000 m
 Breite b = 16.500 m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 46.000 m
 Breite b' = 16.500 m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 46.000 m
 Breite b' = 16.500 m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 4690.3 / 3350.22$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3559941.26$ kN
 $R_{n,d} = 2542815.18$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 91080.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 122958.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.048
 cal $\varphi = 36.8^\circ$
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.47$ kN/m³
 cal $\sigma_0 = 0.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 33.80 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 147.10 m
 Fläche log. Spirale = 2639.12 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 54.45$; $N_{d0} = 41.70$; $N_{bd} = 30.42$
 Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.220$; $v_d = 1.215$; $v_b = 0.892$
 Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 6.29$ m u. GOK
 Vorbelastung = 100.0 kN/m²
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.21 cm
 Setzungen der KPs:
 links oben = 0.21 cm
 rechts oben = 0.21 cm
 links unten = 0.21 cm
 rechts unten = 0.21 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0
 Nachweis EQU:
 Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stb} = 91080.0 \cdot 16.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 676269.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 676269.0 = 0.000$



| Boden | γ/γ' [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] | v [-] | E _s [MN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|--|------------------|---------------------------|----------|--|-------------|
| | 19.0/10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.00 | 50.0 | GI, md |
| | 20.0/11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.00 | 100.0 | SE, sd |

2

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_S = 1.35$
 $\gamma_Q = 1.50$
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stu} = 0.90$
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 Datei: 02-24P500-bpl-ost-01.gdg
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 148500.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Länge a = 50.000 m
 Breite b = 16.500 m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 50.000 m
 Breite b' = 16.500 m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 50.000 m
 Breite b' = 16.500 m

cal $\sigma_0 = 0.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 33.80 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 147.10 m
 Fläche log. Spirale = 2639.12 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 54.45$; $N_{d1} = 41.70$; $N_{d2} = 30.42$
 Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.202$; $v_d = 1.198$; $v_b = 0.901$
 Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 14.92$ m u. GOK
 Vorbelastung = 100.0 kN/m²
 Setzung (Mittel aller KPs) = 1.45 cm
 Setzungen der KPs:
 links oben = 1.45 cm
 rechts oben = 1.45 cm
 links unten = 1.45 cm
 rechts unten = 1.45 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0
 Nachweis EQU:
 Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stb} = 148500.0 \cdot 16.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 1102612.5$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 1102612.5 = 0.000$

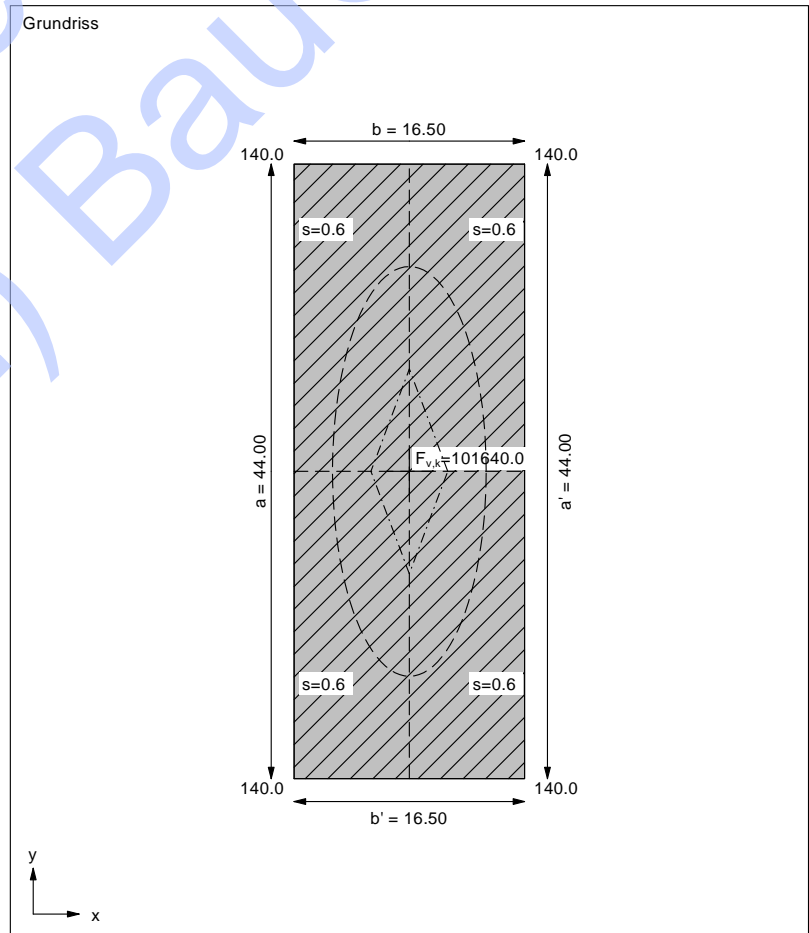
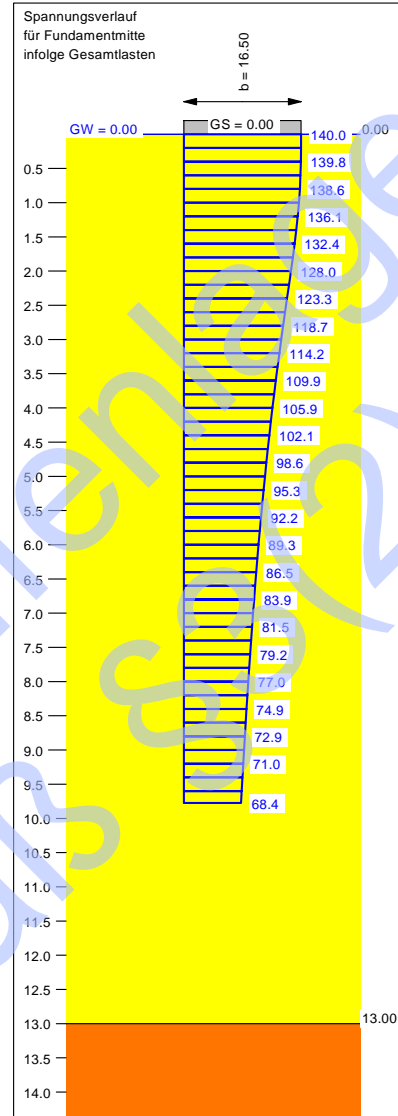
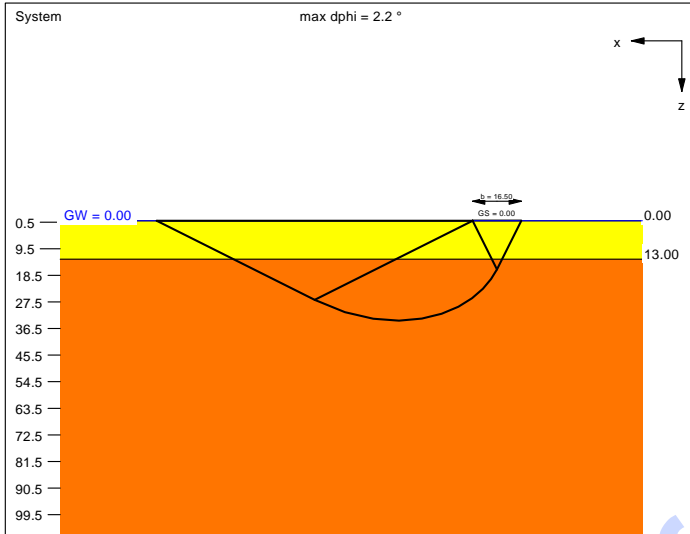
Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 4735.6 / 3382.54$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3906829.56$ kN
 $R_{n,d} = 2790592.55$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 148500.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 200475.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.072
 cal $\varphi = 36.8^\circ$
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.47$ kN/m³



| Boden | γ/γ' [kN/m ³] | φ [°] | c [kN/m ²] | v [-] | E _s [MN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|--|------------------|---------------------------|----------|--|-------------|
| | 19.0/10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.00 | 50.0 | GI, md |
| | 20.0/11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.00 | 100.0 | SE, sd |

3

Berechnungsgrundlagen:
 Norm: EC 7
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)
 $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\gamma_S = 1.35$
 $\gamma_G = 1.50$
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$
 $\gamma_{G,stu} = 0.90$
 $\gamma_{G,dst} = 1.50$
 Gründungssohle = 0.00 m
 Grundwasser = 0.00 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 Datei: 03-24P500-bpl-nord-01.gdg
 - - - - - 1. Kernweite
 - - - - - 2. Kernweite



Ergebnisse Einzelfundament:
 Lasten = ständig / veränderlich
 Vertikallast $F_{v,k} = 101640.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,x,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Horizontalkraft $F_{n,y,k} = 0.00 / 0.00$ kN
 Moment $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Moment $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$ kN·m
 Länge a = 44.000 m
 Breite b = 16.500 m
 Unter ständigen Lasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 44.000 m
 Breite b' = 16.500 m
 Unter Gesamtlasten:
 Exzentrizität $e_x = 0.000$ m
 Exzentrizität $e_y = 0.000$ m
 Resultierende im 1. Kern
 Länge a' = 44.000 m
 Breite b' = 16.500 m
 Grundbruch:
 Durchstanzen untersucht,
 aber nicht maßgebend.
 Teilsicherheit (Grundbruch) $\gamma_{R,v} = 1.40$
 $\sigma_{R,k} / \sigma_{R,d} = 4664.6 / 3331.85$ kN/m²
 $R_{n,k} = 3386497.10$ kN
 $R_{n,d} = 2418926.50$ kN
 $V_d = 1.35 \cdot 101640.00 + 1.50 \cdot 0.00$ kN
 $V_d = 137214.00$ kN
 μ (parallel zu x) = 0.057
 cal $\varphi = 36.8^\circ$
 cal c = 0.00 kN/m²
 cal $\gamma_2 = 10.47$ kN/m³
 cal $\sigma_0 = 0.00$ kN/m²
 UK log. Spirale = 33.80 m u. GOK
 Länge log. Spirale = 147.10 m
 Fläche log. Spirale = 2639.12 m²
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):
 $N_{d0} = 54.45$; $N_{d0} = 41.70$; $N_{d0} = 30.42$
 Formbeiwerte (x):
 $v_c = 1.230$; $v_d = 1.225$; $v_b = 0.887$
 Setzung infolge Gesamtlasten:
 Grenztiefe $t_g = 9.77$ m u. GOK
 Vorbelastung = 100.0 kN/m²
 Setzung (Mittel aller KPs) = 0.57 cm
 Setzungen der KPs:
 links oben = 0.57 cm
 rechts oben = 0.57 cm
 links unten = 0.57 cm
 rechts unten = 0.57 cm
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0
 Nachweis EQU:
 Maßgebend: Fundamentbreite
 $M_{stb} = 101640.0 \cdot 16.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 754677.0$
 $M_{dst} = 0.0$
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 754677.0 = 0.000$



Anlage 7.2

Baugrubenverbau

Offenlage
gemäß §3(2) BauGB

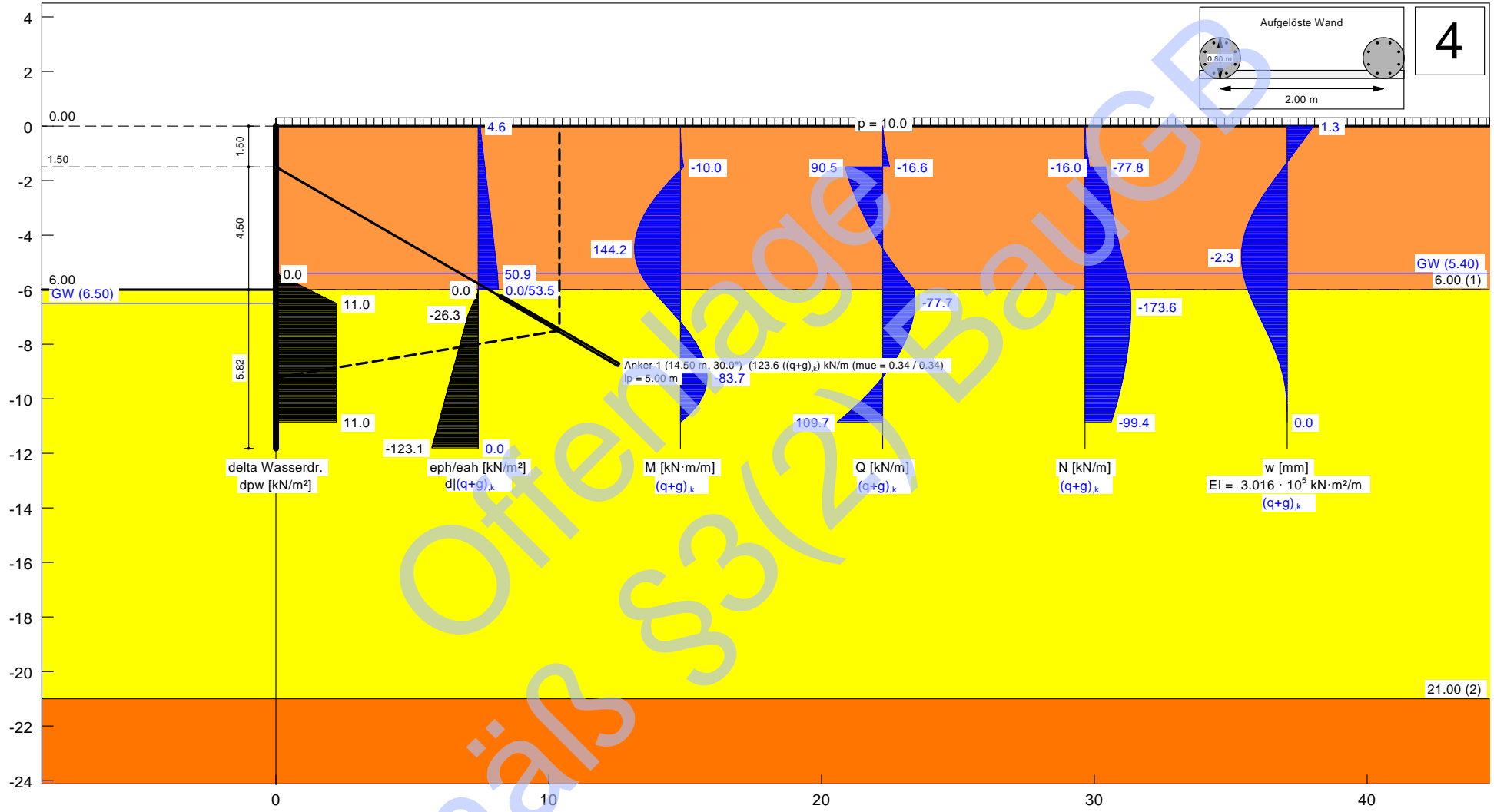
| Boden | γ_k [kN/m ³] | γ'_{k1} [kN/m ³] | φ_k [°] | $c(p)_k$ [kN/m ²] | $c(a)_k$ [kN/m ²] | δ/φ passiv | δ/φ aktiv | q_c [MN/m ²] | $c_{u,k}$ [kN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|------------------------------------|--|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|-------------|
| | 18.5 | 9.5 | 32.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 5.00 | 0.00 | A, lo |
| | 19.0 | 10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 10.00 | 0.00 | Gl, mdi |
| | 20.0 | 11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 40.00 | 0.00 | SE, sdi |

Projekt: Bürohaus Berliner Platz, Ludwigshafen
 Auftraggeber: UNMÜSSIG Baurägergesellschaft Baden mbH



Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Messplatz 14, 76855 Annweiler a. T., Tel.: 06346/95 96 6-0, Fax: -99

4



Bemessung:
 Nachweis Aufgelöste Wand
 $E = 3000.00 \text{ kN/cm}^2$
 $I = 2010619.30 \text{ cm}^4$
 Bewehrung EC 2
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 $M(d) = 318.7 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $N(d) = -292.4 \text{ kN}$
 $\text{eps}(c2) [o/oo] = 0.00$
 $\text{ep}(c1) [o/oo] = 0.00 / \text{ep}(s1) [o/oo] = 0.00$
 $\text{As} [\text{cm}^2] = 25.0$ (Mindestbew. = 25.0 cm²)

Pfahldurchmesser = 0.800 m
 $d1 = 0.0750 \text{ m}$
 $\text{sig}1(l) = 5.76 / \text{sig}2(l) = -6.92 \text{ MN/m}^2$
 Schubbewehrung:
 $Q(d) = VSd = 122.2 \text{ kN}$ ($b_w = 0.796 \text{ m}$ $z = 0.400 \text{ m}$)
 $M(d) = 12.0 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $N(d) = -216.9 \text{ kN}$
 $\text{tauRd,max} = 3.83 \text{ N/mm}^2$ ($\text{tauSd} / \text{tauRd,max} = 0.1003$)
 $\text{As}(\text{Schub}) = 7.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Mindestbew.)
 Nachweis der Beton-Ausfächung:
 $\text{max eah}_d = 66.0 \text{ kN/m}^2$
 Ausfächungsdicke = 0.200 m
 Dicke Druckgewölbe = 0.100 m

$f_{cd} = 9333.33 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{qd} = 3301.85 \text{ kN/m}^2$
 Nachweis OK

Norm: EC 7
 Aufgelöste Wand
 Erdruddruck nach: DIN 4085
 Erdruddruck
 Pass. Erdruddruck nach: DIN 4085:2017
 Räumliche Wirkung passiver Erdruddruck nach: Weißenbach
 Pfahldurchmesser = 0.800 m
 Pfahlabstand = 2.00 m

Einspanngrad = 1.000
 Erf. Profillänge = 11.82 m
 Erf. Einbindetiefe = 5.82 m
 BS: DIN 1054: BS-T
 $\gamma_G = 1.20$
 $\gamma_{E0g} = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.30$
 $\gamma_{EP} = 1.30$
 Anpassungsfaktor $E_p = 0.50$

mob. E_p erfüllt / $\mu = 0.15$
 $\mu(\text{Vert. Tragfähigkeit}) = 0.39$
 Datei: 04-24P500-bpw-01.rvb

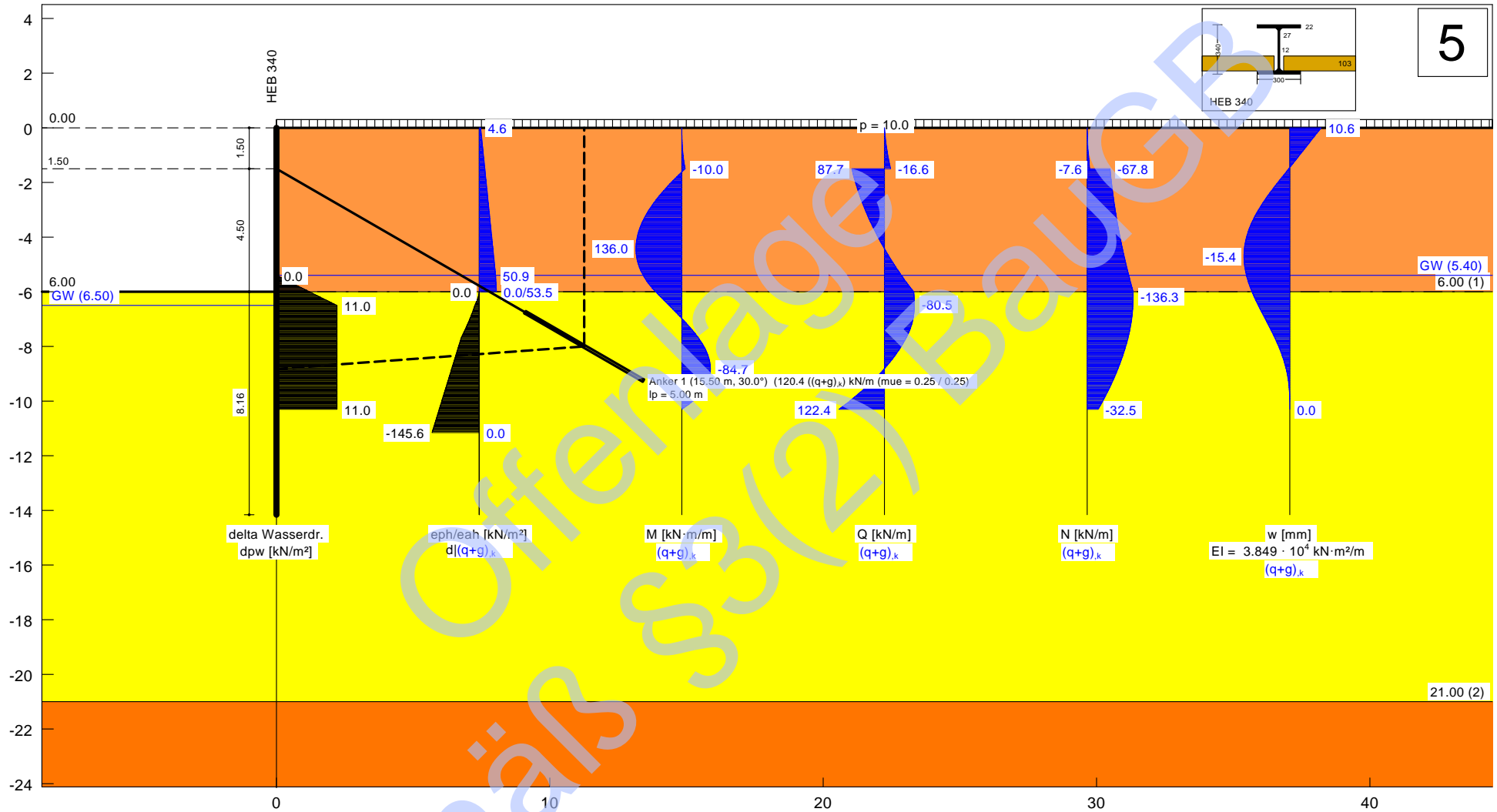
| Boden | γ_k [kN/m ³] | γ'_{k1} [kN/m ³] | φ_k [°] | $c(\rho)_k$ [kN/m ²] | $c(a)_k$ [kN/m ²] | δ/φ passiv | δ/φ aktiv | q_c [MN/m ²] | $C_{u,k}$ [kN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|------------------------------------|--|--------------------|-------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|-------------|
| 1 | 18.5 | 9.5 | 32.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 5.00 | 0.00 | A, lo |
| 2 | 19.0 | 10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 10.00 | 0.00 | GI, mdi |
| 3 | 20.0 | 11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 40.00 | 0.00 | SE, sdi |

Projekt: Bürohaus Berliner Platz, Ludwigshafen
 Auftraggeber: UNMÜSSIG Baurägergesellschaft Baden mbH



Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Messplatz 14, 76855 Annweiler a. T., Tel.: 06346/95 96 6-0, Fax: -99

5



Bemessung:
 Nachweis Bohlräger
 Bemessung nach EC 3 (el.-pl.)
 Bemessungssituation: max M,qg
 $M_{Ed} = 300.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $V_{Ed} = 2.0 \text{ kN}$
 $N_{Ed} = 231.3 \text{ kN}$ (Druck)
 Profil: HEB 340 / Stahlgüte: S 235
 $b = 300.0 \text{ mm} / h = 340.0 \text{ mm}$
 $t_f = 21.5 \text{ mm} / t_w = 12.0 \text{ mm}$
 $A = 171.0 \text{ cm}^2 / I = 27.0 \text{ mm}^4$
 $W_{pl} = 2408.0 \text{ cm}^3 / I = 36656.0 \text{ cm}^4$

$\gamma_{M0} = 1.00 / \gamma_{M1} = 1.10$
 $\epsilon = 1.000$
 $c / t = 20.3$ (St.) / 5.4 (Fl.)
 Klasse: 1 (St.: 1 Fl.: 1)
 $f_y = 235.0 \text{ N/mm}^2$
 $M_{pl,Rd} = 565.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $V_{pl,Rd} = 762.4 \text{ kN}$ ($\mu = 0.003$)
 $N_{pl,Rd} = 4018.5 \text{ kN}$ ($\mu = 0.058$)
 Querkraft-Interaktion
 keine Abm.
 Normalkraft-Interaktion
 keine Abm.

Nachweis M_{Rd}
 $M_{pl,Rd} = 565.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 $\mu = M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0.531$
 Knicklänge = 6.760 m
 $N_{cr} = 16625.3 \text{ kN}$
 $N_{Ed} / N_{cr} = 0.014 \leq 0.04$
 -> Kein Knicknachweis
 $\max \mu = 0.531$
Nachweis der Holz-Ausfuchtung:
 $\max eah_d = 66.0 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{r,d} = 1.85 \text{ kN/cm}^2$
 optimale Ausfuchungsdicke = 10.3 cm

Norm: EC 7
 Trägerbohlwand
 HEB 340
 Erddruck nach: DIN 4085
 Erdruehdruck
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2017
 Räumliche Wirkung passiver Erddruck
 nach: Weißenbach
 Bohlrägerbreite = 0.300 m

Bohlrägerabstand = 2.00 m
 Einspanngrad = 1.000
 Erf. Profillänge = 14.16 m
 Erf. Einbindetiefe = 8.16 m
 Verlängerung (ΣV) = 3.00 m
 BS: DIN 1054: BS-T
 $\gamma_G = 1.20$
 $\gamma_{E0g} = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.30$

$\gamma_{Ep} = 1.30$
 Anpassungsfaktor $E_p = 0.80$
 mob. E_p erfüllt / $\mu = 0.09$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0.60
 Date: 05-24P500-tbw-01.vrb

Bürogebäude; Baugrube

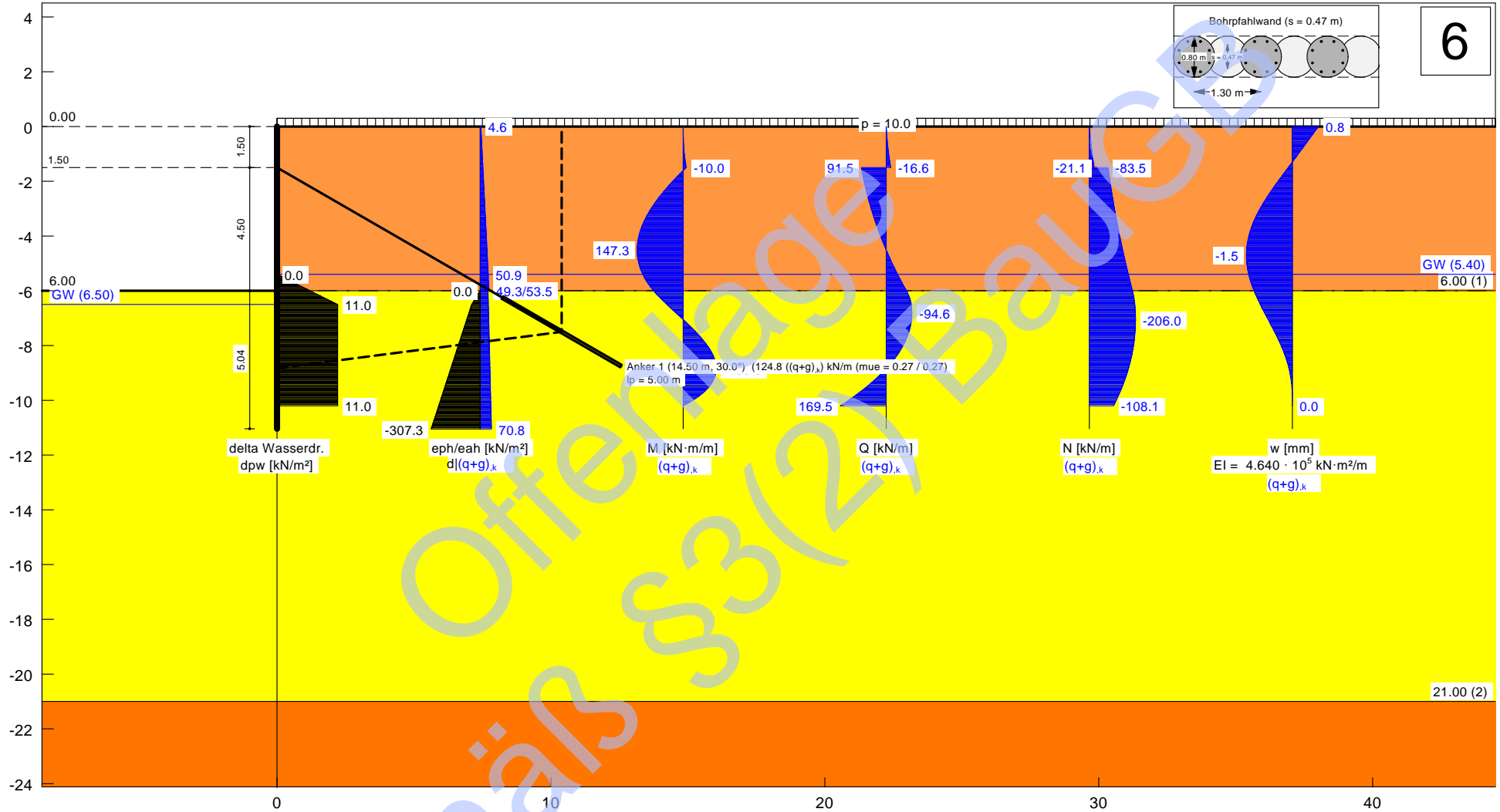
| Boden | γ_k [kN/m ³] | γ'_{k1} [kN/m ³] | φ_k [°] | $c(p)_k$ [kN/m ²] | $c(a)_k$ [kN/m ²] | δ/φ passiv | δ/φ aktiv | q_c [MN/m ²] | $C_{u,k}$ [kN/m ²] | Bezeichnung |
|-------|------------------------------------|--|--------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|-------------|
| | 18.5 | 9.5 | 32.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 5.00 | 0.00 | A, lo |
| | 19.0 | 10.0 | 35.0 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 10.00 | 0.00 | Gl, mdi |
| | 20.0 | 11.0 | 37.5 | 0.0 | 0.0 | -0.667 | 0.667 | 40.00 | 0.00 | SE, sdi |

Projekt: Bürohaus Berliner Platz, Ludwigshafen
 Auftraggeber: UNMÜSSIG Baurägergesellschaft Baden mbH



Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH
 Messplatz 14, 76855 Annweiler a. T., Tel.: 06346/95 96 6-0, Fax: -99

6



Bemessung:
 Nachweis Bohrpfehlwand
 E = 3000.00 kN/cm²
 l = 1546630.23 cm³/m
 Bewehrung EC 2
 Beton C 30/37
 Stahl BSt 500/550
 M(d) = 211.2 kN·m
 N(d) = -212.6 kN
 eps(c2) [o/oo] = 0.00
 ep(c1) [o/oo] = 0.00 / ep(s1) [o/oo] = 0.00
 As [cm²] = 25.0 (Mindestbew. = 25.0 cm²)

Pfahldurchmesser = 0.800 m
 d1 = 0.0750 m
 sig1(l) = 3.78 / sig2(l) = -4.62 MN/m²
 Schubbewehrung:
 Q(d) = VSd = 122.0 kN (bw = 0.796 m z = 0.400 m)
 M(d) = 11.9 kN·m; N(d) = -156.0 kN
 tauRd,max = 3.83 N/mm² (tauSd / tauRd,max = 0.1001)
 As(Schub) = 7.4 cm²/m (Mindestbew.)
 Nachweis Unbewehrte Pfähle:
 max eah_d = 66.0 kN/m²
 Überschritthöhe = 0.466 m
 Dicke Druckgewölbe = 0.233 m

$f_{cd} = 9444.40$ kN/m²
 $\sigma_{d1} = 256.96$ kN/m²
 Nachweis OK

Norm: EC 7
 Bohrpfehlwand
 Erddruck nach: DIN 4085
 Erdruhrdruck
 Pass. Erddruck nach: DIN 4085:2017
 Bohrpfehlwanddurchmesser = 0.80 m
 Bohrpfehlwandabstand = 1.30 m
 Anzahl unbew. Pfähle = 1
 Gewicht unbew. Pfähle wird nicht angesetzt

Einspanngrad = 1.000
 Erf. Profillänge = 11.04 m
 Erf. Einbindetiefe = 5.04 m
 BS: DIN 1054: BS-T
 $\gamma_G = 1.20$
 $\gamma_{E0g} = 1.10$
 $\gamma_Q = 1.30$
 $\gamma_{Ep} = 1.30$
 mob. Ep erfüllt / $\mu = 0.43$
 μ (Vert. Tragfähigkeit) = 0.50
 Datei: 06-24P500-bpw-02.vrb

Bürogebäude; Baugrube