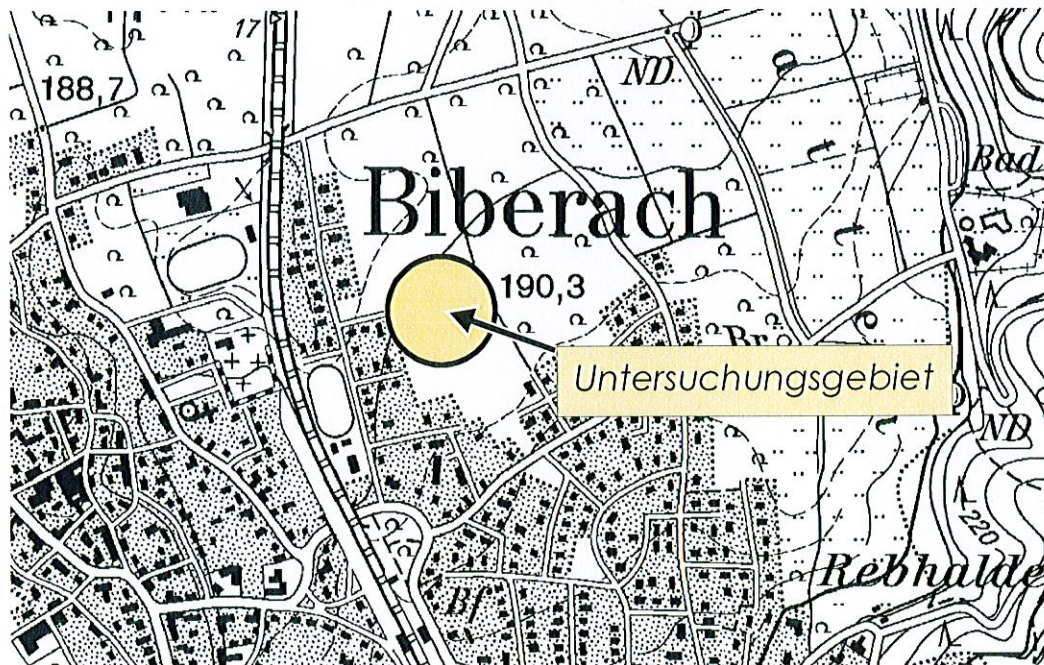


LBBW Immobilien
Kommunalentwicklung GmbH
Olgastr. 86 • 70180 Stuttgart

24. Juni 2010

INGENIEURGEOLOGISCHES/
HYDROLOGISCHES
ERSCHLIEBUNGSGUTACHTEN FÜR
DAS GEPLANTE NEUBAUGEBIET
„HINTER KIRCHFELD I VI“, BIBERACH



ifag 10500410
Bericht vom 02.06.2010

Inhaltsverzeichnis	Seite
1. VORGANG	1
2. VERWENDETE UNTERLAGEN	1
3. DURCHFÜHRTE UNTERSUCHUNGEN	1
4. ERGEBNISSE	1
4.1 GEOLOGISCHE UND LITHOLOGISCHE SITUATION	1
4.2 GENERELLE SCHICHTENFOLGE IM UNTERSUCHUNGSGEBIET	2
4.3 GRUNDWASSER IM BAUGRUND	2
4.4 UNTERSUCHUNGEN IM ERDLABOR, KORNDISTRIBUTIONSKURVEN	3
4.5 BODENZUSAMMENSETZUNG UND PERMEABILITÄT.....	4
4.5.1 Mutterboden.....	4
4.5.2 Auelehm, Verwitterungsdecke.....	4
4.5.3 Schwemmsand.....	5
4.5.4 Kiesige Talauenfüllung	6
4.6 ERDBEBENGEFÄHRDUNG	7
5. AUSHUB VON LEITUNGSGRÄBEN	7
6. HINWEISE ZUR BAUAUSFÜHRUNG	8
6.1 STABILITÄT DER GRABENBÖSCHUNGEN	8
6.2 TRAGFÄHIGKEIT DER GRABENSOHLEN	8
6.3 GRUNDWASSER UND LEITUNGSGRÄBEN.....	8
6.4 WIEDERVERWENDBARKEIT DES AUSHUBMATERIALS	9
6.5 BAU VON ERSCHLIEBUNGSSTRASSEN.....	9
6.6 HINWEISE FÜR DIE ERRICHTUNG VON GEBÄUDEN	10
7. ERGEBNISSE DER VERSICKERUNGSVERSUCHE	10
7.1 VERSICKERUNGSVERSUCH 1	10
7.2 VERSICKERUNGSVERSUCH 2	11
8. HYDRAULISCHE RAHMENBEDINGUNGEN FÜR DIE VERSICKERUNG VON TAGWÄSSERN	11
9. ERGEBNISSE DER OBERBODENBEPROBUNG	12
10. ZUSAMMENFASSUNG UND ABSCHLIEßENDE BEMERKUNGEN	13

Anlagenverzeichnis

- 1.1 Übersichtsplan, M 1:10.000
- 1.2 Lageplan mit Untersuchungspunkten, M 1:500
- 2. schematischer Geländeschnitt A-A' M 1:500/100
- 3.1 - 3.6 Schurfbeschreibungen S 1 – S 6
- 4.1 + 4.4 Rammprotokolle DPH 1 – DPH 4
- 5.1 + 5.4 Fototafeln 1-4, Abb. 1 - 11
- 6. Auswertungsprotokoll VV 1
- 7. Siebanalysen/Kornverteilungsdiagramme

Anhang

- Probennahmeprotokolle Oberboden
- Probennahmeprotokolle Unterboden
- Labordatenblätter

1. Vorgang

Die Gemeinde Biberach plant die Erschließung des Neubaugebiets "Hinter Kirchfeld I" auf der Gemarkung Biberach, vgl. auch Anlage 1.1. Zur Detailplanung, Erstellung der Ausschreibungsunterlagen und Realisierung der damit verbundenen Arbeiten ist eine Erkundung des generellen Baudenaufbaus, dessen zu erwartenden bodenmechanischen Eigenschaften und der kleinregionalen Grundwasserverhältnisse erforderlich. Ergänzend soll die grundsätzliche Möglichkeit einer Versickerung von Tagwässern am Rande der künftigen Bauparzellen sowie in Absprache mit dem *LRA ORTENAUKREIS, AMT FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND BODENSCHUTZ* der Oberboden im Planungsgebiet auf seinen pH-Wert bzw. denkbare Belastungen durch das Schwermetall Blei (Pb) geprüft werden.

In diesem Zusammenhang wurde das *INSTITUT FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE* in Willstätt auf Grundlage seines Angebots vom 08.04.2010 durch die *LBBW IMMO-BILIEN KOMMUNAL-ENTWICKLUNG GMBH* in Stuttgart beauftragt, die zur Klärung der genannten Aufgabenstellung erforderlichen Arbeiten auszuführen.

2. Verwendete Unterlagen

Seitens des Auftraggebers bzw. der *ING.-GESELLSCHAFT WEISSENIEDER MBH*, Offenburg wurde dem Gutachter ein Flurstücksplan im Maßstab 1: 500 zur weiteren Bearbeitung überlassen. Ergänzend wurden vom Büro Weissenrieder GmbH die zur Erkundung der Bodenaufbaus durchgeführten Bodenaufschlüsse lage- und höhenmäßig eingemessen.

Die in diesem Bericht enthaltenen Angaben zu den Charakteristika möglicher Versickerungsanlagen beruhen auf dem Arbeitsblatt A 138 "Bau von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlichem Niederschlagswasser" des Regelwerks Abwasser-Abfall der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. (ATV) vom Januar 1990. Darüber hinaus fanden bei der Ausarbeitung des hier vorgelegten Gutachtens diverse Unterlagen aus dem Archiv des *INSTITUT FÜR ANGEWANDTE GEOLOGIE* Verwendung.

3. Durchgeführte Untersuchungen

Zur Ermittlung des Aufbaus und der Zusammensetzung des bauwerksrelevanten Untergrunds im Planungsgebiet wurden am 21.04.2010 mit einem Bagger des *BAUUNTERNEHMEN KNÄBLE*, Zell a.H. insgesamt sechs Probelöcher bis zu einer maximalen Tiefe von 2,6 m ausgehoben und die dabei aufgeschlossene Lockergesteinsabfolge aus geotechnischen Sicht beschrieben. Ergänzend wurden in enger Nachbarschaft der Schürfe S 2 und S 3 je ein Versickerungsversuch gefahren. Weiterhin wurden zur Ermittlung der Lagerungsdichte der kiesigen Talauenfüllung insgesamt vier Rammsondierungen nach DIN 4094 abgeteuft.

4. Ergebnisse

4.1 Geologische und lithologische Situation

Die im Untersuchungsgebiet anstehende Lockergesteinsabfolge wurde nacheiszeitlich von der mäandrierenden Ur-Kinzig abgelagert. Die so entstandenen alluvialen Flusssedimente sind durch rasch wechselnde Korngrößenzusammensetzungen gekenn-

zeichnet, welche auf die stark wechselnden Strömungsverhältnisse der Alt-Kinzig zurückzuführen sind. Dies hat zur Folge, dass heute auf gleichem Niveau, in kurzen Abständen, in ihrer Zusammensetzung stark voneinander abweichende Schluff-, Sand- und Kiesgemische mit wechselnden Mächtigkeiten und räumlicher Ausdehnung auftreten können.

4.2 *generelle Schichtenfolge im Untersuchungsgebiet*

Auf Grundlage der zuvor genannten Bodenaufschlüsse wurde das als Anlage 2 beige-fügte schematische Profil ausgearbeitet.

Die Schichtenfolge im bauwerksrelevanten Bereich kann demnach wie folgt beschrieben werden:

Unter einer im Mittel 0,2 - 0,4 m mächtigen **Vegetationsschicht** (Mutterboden) folgt auf den nächsten 0,2 bis 1,8 m **Auelehm**. Dieser setzt sich aus stark

Fein-/mittelsandigem, bereichsweise auch schwach kiesigem Grobschluff zusammen. Bereichsweise kann auch rein grobschluffiges, schwach toniges Bodensubstrat aufgeschlossen sein, dass dann kleinregional als Stauhorizont wirksam wird.

Das Unterlager der genannten Verwitterungsdecke (Auelehm) bilden die **Kinzigschotter**. Diese wurden einheitlich im Sohlbereich aller Probelöcher in Form von stark sandigen, im Übergang auch schluffigen Mittel-/Grobkiese aufgeschlossen. Aufgrund ihres hohen Anteils an Grobkomponenten weisen diese häufig eine ausgeprägte Korn-zu-Korn-Abstützung auf.

In drei der insgesamt sechs Probelöcher wurde **Schwemmsand** zwischen der Verwitterungsdecke und der rollig ausgebildeten Talfüllung in Form wechselnde Mächtigkeiten von stark sandig geprägten Einschaltungen aufgeschlossen.

Unter Berücksichtigung der verschiedenen Feldaufschlüsse kann generell festgestellt werden, dass insbesondere die Mächtigkeiten der den Kinzigschottern auflagernden Deckschichten innerhalb des Untersuchungsgebiets stark schwanken, vgl. auch Schurfbeschreibungen Anlagen 3.

Nach den Erfahrungen des Gutachters kann die durchschnittliche Gesamtmächtigkeit der Talfüllung im Planungsgebiet mit etwa 10 -15 m angenommen werden.

4.3 *Grundwasser im Baugrund*

Schwankungen der Grundwasserstände im Untersuchungsgebiet werden merklich durch die Wasserführung der Kinzig bzw. durch den Zustrom aus dem Nordrach-Tal geprägt, aber naturgemäß auch direkt durch anhaltende, ergiebige Regenereignisse beeinflusst. Bei Mittel- und Niedrigwasser fungiert die Kinzig als regionaler Vorfluter der Talau. Bei hoher Wasserführung verhält es sich umgekehrt, dann werden große Mengen von Wasser in das Porenwasser-aquifer der Talau gedrückt, was zusammen mit dem Zustrom aus dem oberstromig gelegenen Nordrach-Tal innerhalb von relativ kurzer Zeit zu einem merklichen Anstieg des Grundwasserspiegels führen kann.

In keiner der Schürfgruben wurde beim Aushub der Probelöcher am 21.04.2010 bis zur Grenztiefe von 2,6 m unter Gelände ein zusammenhängender Grundwasserspiegel mit ungespannter Oberfläche angetroffen.

Die aus dem Sohlbereich des Schurfs S 4 geförderten sandigen Kiese zeigten sich allerdings stark durchfeuchtet. Auf Grundlage dieser Beobachtung kann vermutet werden, dass wenige Dezimeter tiefer mit anstehendem Grundwasser zu rechnen ist. Für die Berechnung der Versickerungsversuche wurde entsprechend ein zusammenhängender GW-Spiegel bei 2,8 m u. GOK bzw. 187,8 mNN angenommen. Angesichts der

zum Zeitpunkt der Feldarbeiten eher wenig ergiebigen Niederschläge und gleichzeitig mittleren bis niedrigen Pegelständen der benachbarten offenen Gerinne entspricht das zuvor genannte Grundwasserniveau einem eher niedrigem bis mittlerem Grundwasserstand (NW/MW).

Die sonst häufig in vergleichbaren Lockergesteinsabfolgen zu beobachtenden Wassermarken in Form von im Kapillarsaum des Grundwassers ausgebildeten Fe-/Mn-Ausfällungen waren in den aktuellen Bodenaufschlüssen nur vereinzelt und in meist schwacher Form in einem Niveau zwischen 1,3 und 1,6 m unter Gelände ausgebildet. Demnach wäre für den jährlichen Wiederkehrenden Grundwasserhöchststand **HW eine Höhenquote von ca. 188,2 - 188,4 mNN** abzuleiten.

GW-Höchststände wie sie bei 10-jährigen Hochwässern z.B. nach anhaltenden und ergiebigen Niederschlagsereignissen z.B. in Verbindung mit dadurch verursachter Schneeschmelze insbesondere im Frühjahr auftreten können, werden das HW-Niveau voraussichtlich noch um 0,2 m (**HW 10 \approx 188,6 mNN**), überschreiten.

Im Ausnahmefall können allerdings auch diese bei außergewöhnlichen Niederschlagsereignisse und ungünstigen Rahmenbedingung in Form 100 jähriger Hochwasserstände (HW 100) vermutlich noch weitere 20 - 30 cm (**HW 100 \approx 188,9 mNN**) überschreiten, so dass sich in vereinzelt Bereichen des Planungsgebiets im Ausnahmefall zeitlich eng begrenzt ein GW-Spiegel von gut 1,0 m unter Gelände einstellen kann.

4.4 Untersuchungen im Erdlabor, Kornverteilungskurven

Zur genaueren Einschätzung der bodenspezifischen Eigenschaften wurden aus den Schürfgruben insgesamt drei gestörte Einzelproben für Untersuchungen im Erdlabor entnommen. Die Untersuchungen der nachfolgend vorgestellten Einzelergebnisse zur Kornverteilung und Konsistenzgrenzen wurden im Erdlabor des *INGENIEURBÜROS HYDRO-SOND* durchgeführt.

Für die Ermittlung der Korngrößenzusammensetzung wurden drei Lockergesteinsproben ausgewählt. Dabei repräsentieren die Probenr. 1050/09 (S 1) + 1050/10 (S 3) die sandigen Kiese der Kinzigschotter, während die Probenr. 1050/11 (S 5) den Schwemmsanden zugeordnet werden kann.

Wie aus den Diagrammen in der Anlage 7 zu ersehen, bilden sowohl in der Probe 1050/09 als auch 1050/10 Kiese mit rund 58 bzw. 65 Gew.-% den Hauptanteil. Der Grobkiesanteil ist dabei mit rund 30 Gew.-% überproportional vertreten. Die sandigen Anteile treten gegenüber den zuvor genannten deutlich zurück und bilden mit rund 36 - 26 Gew.-% die zweitwichtigste Komponente.

Die feinkörnigen (schluffigen) Anteile $\leq 0,063$ mm spielen mit Gehalten von 5,6 – 8,5 Gew.-% im bodenmechanischen Sinne praktisch keine oder nur untergeordnete Rolle. Aufgrund des relativ hohen Grobanteils kann insbesondere mit zunehmender Tiefe in der Talauenfüllung von einer weitgehend ausgeprägten Korn-zu-Korn-Abstützung ausgegangen werden, welche sich naturgemäß günstig auf das Tragfähigkeitsverhalten des betreffenden Horizonts auswirkt.

Die Probenr. 1050/11 (S 5) repräsentiert die Kornzusammensetzungen des als Schwemmsand eingestufteten Horizonts. Hauptgemengteil bildet mit ca. 55 Gew.-% die Sandfraktion, wobei Fein- und Mittelsande vorherrschen.

Der Anteil des feinkörnigen, kohäsionslosen bzw. kohäsionsarmen Bodensubstrats (Schluff) liegt bei rund 40 Gew.-%. Die Gehalte der ausgeprägt bindigen Tone erreichen lediglich gut 5 Gew.-% und bleiben damit aus bodenmechanischer Sicht ohne bewertungsrelevanten Einfluss.

Die auf Basis der Kornverteilungsdiagramme ermittelten Ungleichförmigkeitszahlen U liegen zwischen 37,2 und 115,4. Damit sind die geprüften Lockergesteinsgemische der Probe nach DIN 18196 als sehr ungleichförmig einzustufen.

Die Krümmungszahlen Cc in den untersuchten Proben wurden mit 0,4, 0,7 und 1,8 ermittelt.

Damit ergibt sich für die beiden geprüften Korngemischen nach DIN 18196 eine Zuordnung als:

Probe 1050/09	Bodenart:	Kies, grobsandigs, schwach mittelsandig, schwach schluffig (GU)
Probe 1050/10	Bodenart:	Kies, grobsandigs, schwach mittelsandig, schwach schluffig (GU)
Probe 1050/11	Bodenart:	Schluff, stark sandig (U)

4.5 Bodenzusammensetzung und Permeabilität

Auf Grundlage der genannten Bodenaufschlüsse und Laboruntersuchungen konnten insgesamt vier in ihrer Zusammensetzung und Permeabilität merklich von einander abweichende Lockergesteinshorizonte unterschieden werden. Die im Folgenden angeführten Angaben zu den jeweiligen Bodenkennwerte bzw. deren Permeabilität beruhen auf den Erfahrungen des Gutachters mit vergleichbaren Korngemischen der Region sowie den Ergebnissen der Versickerungsversuche.

4.5.1 Mutterboden

Zusammensetzung:	Grobschluff, stark feinsandig, meist stark durchwurzelt, humos, erdfeucht
Farbe:	graubraun, braun
Vorkommen:	im gesamten Untersuchungsgebiet
Mächtigkeit:	im Mittel 0,2 - 0,4 m
Permeabilität:	eher begrenzt, geschätzt $\geq 10^{-5/6}$ m/s
Konsistenz:	weich
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 1
nach DIN 18196:	OH

Geotechnische Beurteilung: Das Material ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten grundsätzlich ungeeignet. Es reagiert äußerst empfindlich auf dynamische Belastungen, ist teilweise verrottungsfähig und sehr leicht zusammendrückbar.

4.5.2 Auelehm, Verwitterungsdecke

Zusammensetzung:	Grobschluff, stark bis sehr stark feinsandig, partiell schwach tonig, oder auch Kies führend, kann geringmächtige, verfestigte Einschaltungen aufweisen.
Farbe:	braun, rötlichbraun, grau
Vorkommen:	Im gesamten Planungsgebiet

Mächtigkeit: 0,1 – 1,8 m
 Permeabilität: geschätzt $\geq 10^{-6/7}$ m/s
 Konsistenz: Überwiegend steif, oberflächennah auch weich
 Klassifizierung nach DIN 18300: Klasse 4
 nach DIN 18196: UL, SU

Bodenmechanische Kennwerte: Raumgewicht $\gamma = 19,0 - 20,0$ kN/m³
 (geschätzt) unter Auftrieb $\gamma' = 9,0 - 10,0$ kN/m³
 Kohäsion $c' = 0,0$ kN/m²
 Reibungswinkel $\varphi' = 27,5 - 30,0^\circ$
 Steifeiziffer $E_s = 6,0 - 10,0$ MN/m²

Geotechnische Beurteilung: Das Material ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten nur sehr bedingt geeignet. Es ist stark wasser- und frostempfindlich (F3), relativ leicht zusammendrückbar und reagiert bereits auf geringe dynamische Belastung mit einer massiven Herabsetzung seiner Konsistenz.

Abb. Auelehm



4.5.3 Schwemmsand

Zusammensetzung: Fein-/Mittelsand, teils stark grobschluffig, Kies führend
 Farbe: braun, rötlichbraun, grau
 Vorkommen: nur bereichsweise im Planungsgebiet ausgebildet
 Mächtigkeit: 0,5 – 1,4 m
 Permeabilität: geschätzt $\geq 10^{-6}$ m/s
 Lagerungsdichte: überwiegend locker

Klassifizierung nach DIN 18300: Klasse 4
 nach DIN 18196: SU, UL

Bodenmechanische Kennwerte: (geschätzt)	Raumgewicht	$\gamma = 19,5 - 20,5 \text{ kN/m}^3$
	unter Auftrieb	$\gamma' = 9,5 - 10,5 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$
	Reibungswinkel	$\varphi' = 30,0 - 32,5^\circ$
	Steifeziffer	$E_s = 12,0 - 20,0 \text{ MN/m}^2$

Geotechnische Beurteilung: Das Material ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten nur sehr bedingt geeignet. Es ist stark wasser- und frostempfindlich (F3), relativ leicht zusammendrückbar und reagiert bereits auf geringe dynamische Belastung mit einer massiven Herabsetzung seiner Konsistenz.

Abb. Schwemmsand



4.5.4 Kiesige Talauenfüllung

Zusammensetzung:	Mittel-/Grobkies, stark sandig Insbesondere oberflächennah können in den Schottern räumlich begrenzte Einschaltungen von teilweise grobschluffigen Schwemmsanden ausgebildet sein.
Farbe:	braun, rötlichbraun, graubraun
Vorkommen:	Im gesamten Planungsgebiet
Mächtigkeit:	10,0 - 13,0 m
Permeabilität:	$\geq 10^{-5} \text{ m/s}$ (oberflächennaher GW-Wechselbereich)

Lagerungsdichte:	im Kontakt zum Auflager locker sonst überwiegend mitteldicht		
Klassifizierung nach DIN 18300:	Klasse 5		
nach DIN 18196:	GU, GI		
Bodenmechanische Kennwerte: (geschätzt)	Raumgewicht	$\gamma = 19,0 - 21,0 \text{ kN/m}^3$	
	unter Auftrieb	$\gamma' = 10,0 - 11,0 \text{ kN/m}^3$	
	Kohäsion	$c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$	
	Reibungswinkel	$\varphi' = 35,0 - 37,5^\circ$	
	Steifeziffer	$E_s = 80,0 - 120,0 \text{ MN/m}^2$	

Geotechnische Beurteilung: Das Lockergesteinsgemisch ist zur Aufnahme von Bauwerkslasten grundsätzlich gut geeignet. Insbesondere oberflächennah können allerdings eher geringmächtige und räumlich begrenzte, grobschluffig-sandige Einschaltungen auftreten, die gegenüber dem umgebenden Lockergesteinsgemisch relativ leicht zusammendrückbar sind. Das Lockergesteinsgemisch ist aufgrund seines begrenzten Feinkornanteils als bedingt frostempfindlich (F2) einzustufen

Die hier angeführten Bodenkennwerte beruhen auf einer in Bezug auf die Gesamtfläche sehr geringen Anzahl von Bodenaufschlüssen. Berücksichtigt man die dabei beobachteten erheblichen Inhomogenitäten der oberflächennahen Deckschichten, sollten diese, insbesondere bei den zum Lastabtrag von Gebäuden erforderlichen erdstatischen Berechnungen lediglich zur Vorbemessung Verwendung finden bzw. gegebenenfalls im Vorfeld durch gezielte Untersuchungen im jeweiligen Baufeld untermauert werden.

4.6 Erdbebengefährdung

Gemäß der DIN 4149 vom April 2005 sind im Raum Haslach bei der konstruktiven Bemessung u.a. folgende Rahmenbedingungen zu berücksichtigen:

Erdbebenzone 1

Untergrundklasse R

Baugrundklasse A

Intensitätsintervalle $6,6 \leq I < 7$

Bemessungswert a_g der Bodenbeschleunigung $0,4 \text{ m/s}^2$

5. Aushub von Leitungsgräben

Im Planungsgebiet ist die Verlegung von Ver- und Entsorgungsleitungen erforderlich. Generell haben bei der Durchführung entsprechender Baumaßnahmen neben anderen folgende Vorschriften Berücksichtigung zu finden.

- DIN 4124 Baugruben und Gräben
- DIN 18303 Verbauarbeiten
- Unfallverhütungsvorschriften "Erd- und Felsbau" (USB 38 a)
- Leitungsgrabenarbeiten und Leitungsbauarbeiten (USB 49)
- ZTVE-Stb. in der aktuellen Fassung

6. Hinweise zur Bauausführung

6.1 Stabilität der Grabenböschungen

Die im Baugebiet an der Oberfläche anstehenden Schluff-/Sandgemische sind generell als gering kohäsiv einzustufen. Da gleichzeitig deren bodenspezifische Reibungswinkel kaum mehr als 30° beträgt, sind unverbaute Grabenböschungen **auch bei unbelastetem Böschungskopf und geringeren Grabentiefen als 1,25 m als bereichsweise gebrauch einzustufen.**

Nach **DIN 4124 Kap. 4.2** darf die maximale Höhe in nicht bindigen Böden bei unbelastetem Böschungskopf und unverbauten Grabenwänden 1,25 m nicht übersteigen. Bei den im Bebauungsgebiet vorliegenden Lockergesteinen können allerdings auch bereits bei diesen geringen Anschnittshöhen räumlich begrenzte Nachbrüche auftreten. Dies gilt insbesondere nach ergiebigen Niederschlägen mit starker Durchfeuchtung des Oberbodens bzw. Stauwasserbildung in der Grabensohle sowie bei dynamischen Belastungen des Böschungskopfs z.B. durch Radfahrzeuge.

Das Betreten von Gräben mit größeren Sohliefen darf nach DIN 4124 generell nur im Schutz eines Verbaus erfolgen.

6.2 Tragfähigkeit der Grabensohlen

Über die Ausbildung und Tiefenlage der zur Erschließung des geplanten Neubaugebiets notwendigen Ver- und Entsorgungsleitungen liegen den Gutachtern keine Informationen vor.

Aufgrund des bereichsweise bis $> 2,0$ m unter aktuelles Gelände reichenden, schluffig-sandigen Auelehms bzw. stark schluffigen Schwemmsanden, siehe auch schematischer Schnitt, Anl. 2, ist es nicht auszuschließen, dass lokal die in flacheren Grabenabschnitten aufgeschlossenen Sohlflächen nicht die geforderte Festigkeit für die jeweiligen Rohrunterlager aufweisen. In diesen Grabenabschnitten wird empfohlen in Abhängigkeit der Tiefenlage des Rohrunterlagers soweit möglich, den meist nur wenige Dezimeter starken Rest des nur bedingt tragfähigen Horizonts bis zur Oberkante des Bachschotters auszutauschen. Bei höheren Restmächtigkeiten kann die Tragfähigkeit alternativ durch einen auf 0,3 m begrenzten Bodenaustausch mit reibungsbegabtem und gut verdichtungsfähigem Schüttgut ausgeführt werden. Bei der Konditionierung der Schüttung im Rohrgraben ist unbedingt darauf zu achten die aufgebrachte Verdichtungsenergie der Schichtmächtigkeit des Bodenaustauschs anzupassen, vgl. auch Kapitel 4.5.2 + 4.5.3. Ein häufig im Leitungsbau eingesetzter Stampfer der Firma Wacker mit Vollast gefahren verfügt z.B. über eine Einwirkungstiefe von rund 45 cm. Bei einer Kiespolstermächtigkeit von rund 30 cm kann dies insbesondere bei stark feuchtem Bodensubstrat zu einer merklichen Konsistenzherabsetzung des feinkörnig geprägten Unterlagers führen, in dessen Folge dann trotz des eingebrachten Kiespolsters, die für ein Rohrbett geforderte Mindesttragfähigkeit u.U. nicht nachgewiesen werden kann.

6.3 Grundwasser und Leitungsgräben

Bei der Planung von Leitungsgräben ist bei ungünstigen Witterungsverhältnissen ein zusammenhängender Grundwasserhorizont (jährlich wiederkehrendes Hochwasser) ab einer Tiefe von ca. 1,6 m (188,2 -188,4 mNN) unter aktuellem Gelände zu erwarten. Weiterhin kann bereits bei geringeren Sohliefen in den Grabenabschnitten mit feinkörnig geprägtem Bodensubstrat, das Einsickern oberflächennaher Stauwässer nach

ergiebigen Niederschlagsereignissen zum teilweisen Einstau und gleichzeitiger, unerwünschter Vernässung des in der Sohle anstehenden Materials führen. Eine starke Durchfeuchtung des schluffigen-feinsandigen Bodensubstrats ist zwangsläufig mit einer merklichen Herabsetzung der materialspezifisch ohnehin nicht sonderlich hohen Tragfähigkeit verbunden.

Sollten in der Bauzeit unbeständige Witterungsverhältnisse vorherrschen, wird zur Vermeidung eines erhöhten Aufwands dringend empfohlen, die Länge des jeweiligen Grabenaushubs auf das für einen Tag bautechnisch bedingtes Mindestmaß zu beschränken.

6.4 Wiederverwendbarkeit des Aushubmaterials

Die obersten 10 - 20 cm bestehen aus **humosem Mutterboden**. Dieser ist bedingt durch seinen hohen Anteil verrottbarer Wurzel zur Aufnahme von Bauwerklasten oder auch konditionierten Geländeauffüllungen, abgesehen von der Verwendung als Schüttgut bei Rekultivierungsmaßnahmen, generell nicht geeignet.

Der **Auelehm** der Verwitterungsdecke und der feinkörnig geprägte **Schwemmsand** mit ihren dominierenden Grobschluff- und Feinsandanteilen sind grundsätzlich für einen konditionierten Wiedereinbau im Bereich von Fahrstraßen oder Leitungsräben ohne Zusatzmaßnahmen nicht bzw. nur sehr bedingt geeignet.

Inwieweit Teile davon zwischengelagert und später zur Geländemodulation oder anderen ungeordneten Schüttungen eingesetzt werden liegt im Ermessen der Planer. Werden im Einzelfall stark sandige Kinzigsschotter gefördert so könnten diese unter Berücksichtigung ihrer bodenspezifischen Eigenschaften grundsätzlich bei einer konditionierten Wiederverfüllung von Leitungsräben Verwendung finden.

6.5 Bau von Erschließungsstrassen

Die für den Wegebau relevanten Deckschichten sind im Bereich der Erschließungsstraße überwiegend grobschluffig bis feinsandig geprägt. Eventuell eingebettet Kiesanteile schwimmen in der Matrix und bleiben damit aus bodenmechanischer Sicht bedeutungslos.

Dies macht bei den anstehenden Planungsarbeiten eine sorgfältige Planung des Bauablaufs erforderlich.

So sollten bei den anstehenden Erarbeiten auf ungeschütztem Untergrund grundsätzlich ausschließlich Kettenfahrzeuge eingesetzt werden. Ein Befahren des ungeschützten Rohplanums durch Radfahrzeuge (LKW, Radlader usw.) führt generell rasch zur merklichen Herabsetzung der ursprünglichen Konsistenz. Diese kann dann allenfalls durch Bodenaustausch der betroffenen Bodenabschnitte oder einer nachträglichen Bodenstabilisierung beseitigt werden.

Nach der ZTVE in der aktuellen Fassung ist für das Unterlager des aufzubringenden Straßenunterbaus ein Steifemodul E_{v2} -Wert von $\geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen. Dies dürfte in weiten Bereichen des Planungsgebiets nicht bzw. nur im Ausnahmefall innerhalb der oberflächennahen Deckschichten erreicht werden können. Entsprechende, geeignete Maßnahmen zur Verbesserung des Tragverhaltens bindig geprägter Böden z.B. durch das Einmischen von Kalk sind in der ZTVE in Kapitel 11 erläutert.

6.6 Hinweise für die Errichtung von Gebäuden

Die Mächtigkeiten der allgemein als gut tragfähig einzustufenden Kinzigsschotter wechseln innerhalb des Untersuchungsgebiets erheblich. So wurde z.B. in Schurf S 2 sandige Kiese bereits wenige Dezimeter unter Flur angefahren während in anderen Probelöchern z.B. Schurf S 4 diese erst ab einer Grenztiefe von > 2,0 m aufgeschlossen wurden.

Wie für den Bau von Erschließungsstraßen gelten auch für den oberflächennahen Lastabtrag von Gebäuden die in Kap 4.5 erläuterten bodenmechanischen Rahmenbedingungen. Es wird allerdings ausdrücklich daraufhin gewiesen, dass es sich dabei um geschätzte Bodenkennwerte handelt, die lediglich für eine Vorbemessung von Lastabtragsflächen herangezogen werden sollten. Grundsätzlich bleibt zu berücksichtigen, dass sich Ablagerungsbeding

die Mächtigkeiten und Kornzusammensetzung der gründungsrelevanten Bodenhorizonte auf gleichem Niveau innerhalb weniger Meter merklich ändern können, was naturgemäß auch Einfluss auf die jeweiligen, daraus abzuleitenden bodenmechanischen Kennwerte bzw. den darauf basierenden erdstatischen Berechnungen hat. Die den Deckschichten unterlagernden Kinzigsschotter sind zur Aufnahme von Bauwerkslasten grundsätzlich gut geeignet. Bei Gebäudeteilen die auf deren Niveau einbinden wird dringend empfohlen einen hinreichenden Schutz, z.B. in Form einer „weisen Wanne“ für aufsteigendes Wasser bei erhöhten Grundwasserständen zu berücksichtigen, vgl. auch Kap. 4.3.

Bei höherer Inanspruchnahme der gründungsrelevanten Lockergesteinshorizonte durch setzungsempfindliche, oder größere, mehrstöckige Gebäude wird unter Berücksichtigung der erläuterten Rahmenbedingungen grundsätzlich empfohlen, den Bodenaufbau des geplanten Baufelds in Form ingenieurgeologischer Gründungsgutachten frühzeitig vorab erkunden zu lassen.

7. Ergebnisse der Versickerungsversuche

Zur Bestimmung der Permeabilität der ungesättigten Lockergesteinshorizonte in den Randbereichen des geplanten Neubaugebiets waren ursprünglich insgesamt vier Versickerungsversuche vorgesehen.

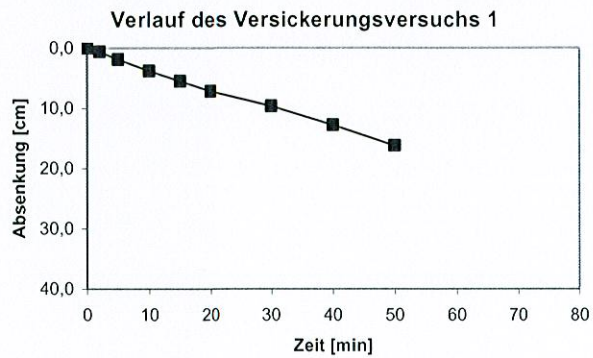
Dazu wird in Abhängigkeit des angetroffenen Bodenaufbaus eine flache Schürfgrube ausgehoben, vermessen und anschließend mit Wasser befüllt. Nach hinreichender Wassersättigung wird dann der eigentliche Versickerungsversuche mit fallendem Wasserspiegel gefahren.

7.1 Versickerungsversuch 1

Für den Versickerungsversuch 1 (VV 1) wurde in Feld I in enger Nachbarschaft zum Schurf S 2 eine flache Schürfgrube bis auf eine Tiefe von 0,7 m unter GOK ausgehoben, vgl. auch Anl. 2. In der Schurfsohle stand schwach mittelsandiger, grobsandiger Kies an, vgl. Abb. 4 + 10, Anln. 5. Der Flurabstand des Grundwassers im Ansatzpunkt (GOK) wurde am 21.04.10 mit ca. 2,8 m unter Gelände bzw. die Mächtigkeit der ungesättigten Zone unter der Grubensohle mit 2,1 m angenommen. Die Schürfgrube wurde nach Wassersättigung mit 0,355 m Wassersäule befüllt und anschließend das Absinken des Wasserspiegels in Abhängigkeit der Zeit gemessen. Dabei trat folgende Versickerung auf:

Verlauf des Versickerungsversuchs:

Zeit nach dem Befüllen des Schurfes (min)	Absenkung des Wasserspiegels (cm)
0	0,0
2	0,6
5	1,9
10	3,8
15	5,5
20	7,2
30	9,7
40	12,8
50	16,2
60	
70	



Nach dem Berechnungsansatz in Anlage 6.2 ergibt sich für den schwach mittelsandigen, grobsandigen Kies im Bereich von VV 1 ein **rechnerischer k_f -Wert von $9,68,1 \times 10^{-5}$ m/s** und somit ein **k_f -Wert zur Bemessung (ATV A 138) von $1,94 \times 10^{-4}$ m/s**.

7.2 Versickerungsversuch 2

Der zweite Versuch wurde im benachbarten Feld IV ausgeführt. Der hier im Vorfeld ausgeführte Schurf S 3 zeigte den Übergang zu den Kinzigschottern bei 0,7 m unter Gelände. Die Sohle der Versickerungsgrube wurde infolgedessen bei etwa 0,8 m unter Flur angelegt, der Schurf vermessen, gewässert und für den Versuch vorbereitet. Nach einer Wartezeit von rund 40 min konnte indes praktisch keine Wasseraufnahme des Untergrunds festgestellt werden. Augenscheinlich verfügten die aufgeschlossenen oberflächennahen Kinzigschotter, siehe auch Kornverteilungsdiagramm in Anl. 7 bedingt durch den Anteil feinkörnigen Bodensubstrats über eine nur sehr geringe Permeabilität. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der anderen zwischenzeitlich im Bau-feld durch Probeschürfe in denen allesamt erhebliche Mächtigkeiten geringdurchlässigen Auelehms aufgeschlossen worden waren, wurde der Versickerungsversuch VV 2 als wenig Erfolg versprechend abgebrochen.

8. Hydraulische Rahmenbedingungen für die Versickerung von Tagwässern

Grundsätzlich setzt die Versickerung von Niederschlagswasser einen durchlässigen Untergrund und einen ausreichenden Abstand von der Grundwasseroberfläche voraus.

Im Planungsgebiet ist eine dezentrale Versickerung der auf den einzelnen Parzellen anfallenden Tagwässer vorgesehen.

Angesichts der in den Bodenaufschlüssen ermittelten lithologischen Rahmenbedingungen muss allerdings festgestellt werden, dass mit Ausnahme des nahen Umfelds des Versickerungsversuch VV 1 keine dafür geeignete Schichtenfolge nachgewiesen werden konnte und somit die für eine derartige **Versickerung erforderlichen Voraussetzungen nicht erfüllt sind**.

9. Ergebnisse der Oberbodenbeprobung

Nach den Unterlagen des LRA Ortenaukreis, Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz gilt der Oberboden des Planungsgebiets als Folge der in früheren Jahrhunderten im Schwarzwald ausgeführten zahlreichen bergbaulichen Aktivitäten bzw. deren Aufbereitung und Verhüttung als möglicherweise belastet durch das Schwermetall Blei.

Unter Berücksichtigung der erläuterten Rahmenbedingungen wurden seitens der genehmigenden Fachbehörde eine Prüfung des Oberbodens auf entsprechende Belastungen durch Blei (Königswasser-/Ammoniumnitrat-Aufschluss) sowie eine Bestimmung des pH-Werts des Bodens im Rahmen des Genehmigungsverfahrens beauftragt.

Im Rahmen der Feldarbeiten wurde in den Teilflächen I-IV, über das jeweilige Prüfgebiet verteilt jeweilig 20 Einstiche mittels eines Bohrstocks (Pürkhauer) bis 0,3 m unter Gelände ausgeführt, das geförderte Bodensubstrat zusammengeführt und für den Versand ins Labor verpackt.

Die Beprobung des Unterbodens, im Tiefenbereich von 0,3-1,0 m unter GOK erfolgte unter Einsatz einer Rammsonde. Dazu wurde das Bohrgut von je 6 Ansatzpunkten je Teilfläche zusammengeführt, im Eimer durchmischt und zum Versand verpackt.

Die eigentlichen Kontrollanalysen wurden von der WESSLING LABORATORIEN GMBH in Walldorf ausgeführt. Die vom Labor erstellten Datenblätter mit den ermittelten Einzelergebnisse sind zusammen mit den Probenahmenprotokollen als Anhang beigefügt.

Die Bewertung der im Boden nachgewiesenen Bleigehalte erfolgt zunächst durch Abgleich des in der BBodSchV für dieses Schwermetall im Wirkungspfad Boden – Mensch definierten Prüfwerte.

Wirkungspfad Boden - Mensch

Verdachtsfläche		NBG Hinter Kirchefeld I, Biberach				Fläche I	Fläche II	Fläche III	Fläche IV
Entnahmestelle		Oberboden							
Probennummer						1050/01	947/02	947/03	947/04
Entnahmetiefe [m]						0,0-0,3	0,0-0,3	0,0-0,3	0,0-0,3
Entnahmedatum						21.04.10	21.04.10	21.04.10	21.04.10
Parameter	Einheit	Kinder-spiel-flächen	Wohn-gebiete	Park- u. Frei-zeitlanl.	Industrie und Gewerbe				
Blei	[mg/kg]	200	400	1000	2000	58	53	50	58

Wirkungspfad Boden - Mensch

Verdachtsfläche		NBG Hinter Kirchefeld I, Biberach				Fläche I	Fläche II	Fläche III	Fläche IV
Entnahmestelle		Unterboden							
Probennummer						1050/05	947/06	947/07	947/08
Entnahmetiefe [m]						0,3-0,7	0,3-0,7	0,3-0,7	0,3-0,7
Entnahmedatum						21.04.10	21.04.10	21.04.10	21.04.10
Parameter	Einheit	Kinder-spiel-flächen	Wohn-gebiete	Park- u. Frei-zeitlanl.	Industrie und Gewerbe				
Blei	[mg/kg]	200	400	1000	2000	20	23	18	19

Wie den aus den vorangestellten Tabellen zusammengefassten Einzelwerten zu ent-

nehmen liegen die im Labor im Königswasseraufschluss ermittelten Gesamtkonzentrationen des Schwermetalls Blei generell weit unter den bewertungsrelevanten Prüfwerten.

Ergänzend zum oben genannten Nutzungspfad sind in der BBodSchV im **Wirkungspfad Boden-Nutzpflanze** schadstoffspezifische Prüfwerte definiert. Entscheidend dabei ist die Pflanzenverfügbarkeit des jeweiligen Schadstoffs. Für den Parameter Blei ist dazu im Vorfeld der Untersuchung von der zu prüfenden Bodenprobe ein so genannter Ammoniumnitrat-Aufschluss herzustellen, der dann auf seine Bleikonzentration analysiert wird.

Wirkungspfad Boden - Pflanze

Verdachtsfläche		NBG Hinter Kirchfeld I, Biberach				
Entnahmestelle		Oberboden	Fläche I	Fläche II	Fläche III	Fläche IV
Probennummer			1050/01	947/02	947/03	947/04
Entnahmetiefe [m]			0,0-0,3	0,0-0,3	0,0-0,3	0,0-0,3
Entnahmedatum			21.04.10	21.04.10	21.04.10	21.04.10
Parameter	Einheit	Prüfwert				
Blei	[mg/kg]	0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1	< 0,1

Auch hier zeigen die Gegenüberstellung der in der Tabelle zusammengestellten Ergebnisse der Kontrollanalysen, dass z.B. für das Anlegen keinerlei Nutzungseinschränkung abzuleiten ist.

Die **pH-Wert** –Bestimmung des Bodens ergab mit Werten von **6,3 – 5,2** ein leicht saures Milieu.

10. Zusammenfassung und abschließende Bemerkungen

Die Erkundung des lithologischen Aufbaus und der hydrogeologischen Verhältnisse des oberflächennahen Untergrunds im Planungsgebiet zeigte, dass über weite Flächen die oberen 1,5 – 2,0 m der anstehenden Deckschichten durch eher feinkörniges Bodensubstrat geprägt sind.

An der Oberfläche stehen meist feinkörnige aber kohäsionsarme Schluff-Feinsandgemische mit k_f -Werten von meist $\leq 10^{-7}$ m/s an.

Die Prüfungen zur Versickerung zeigten, dass bedingt durch die geringe Permeabilität der oberflächennahen Schichtenfolge eine Versickerung von Tagwässern über flache Mulden nur in räumlich stark eingeschränkten Teilflächen möglich ist.

Die Grundwasseroberfläche des jährlich wiederkehrenden Hochwassers kann mit etwa 188,4-188,6 m NN angenommen werden, die des 10- bzw. 100-jährigen Hochwassers liegt vermutlich mehrere Dezimeter darüber.

Die hier vorgestellten Einzelergebnisse beruhen auf der Auswertung der in den Anlagen beigefügten Ergebnisse der Feld- und Laborarbeiten sowie den vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten Unterlagen.

Für weitere Fragen und Erläuterungen stehen wir Ihnen gerne jederzeit zur Verfügung.

Dipl.-Geol. Heiko Seitz
institut für angewandte geologie