17. OKT. 2007

Erdbaulaboratorium Essen
Ingenieurgesellschaft
für Geotechnik mbH
AG Essen, HRB 17324

Essen
Susannastraße 31
D-45136 Essen
Telefon: 0201 - 89 59 - 6
Telefax: 0201 - 25 37 33
www.ele-e.de

Dresdner Bank Essen
BLZ 360 800 80
Kto. 4 040 478

Geschäftsführer und
Gesellschafter:
Dipl.-Ing. Thomas Nendza
Prof. Dr.-Ing. Dietmar Placzek

Erdbaulaboratorium Essen Susannastraße 31 D-45136 Essen

Stadt Velbert
Umwelt und Stadtplanung
Bebauungsplanung und Denkmalschutz
Herrn Jobst
Am Lindenkamp 31
42549 Velbert

Datum:	Bearbeitungs-Nr.:	Bearbeiter:	Zeichen:	Durchwahl/Fax:
11.10.2007	B01_59118	Dipl.-Ing. Estermann	Es/af	- 829 Fax: 253733 ulrich.estermann@ele-e.de

Bebauungsplan Nr. 438

- Auf den Pöthen -

1. Änderung

Baugrunduntersuchung und Gründungsberatung

Flurstücke 1238 und 1248

Inhaltsverzeichnis

1. Vorbemerkung und Aufgabenstellung 4
2. Verwendete Unterlagen 4
3. Baugrund 5
3.1 Allgemeine geologische und hydrogeologische Verhältnisse 5
3.2 Untersuchungsprogramm 5
3.3 Bodenaufbau 6
3.4 Ergebnis der Laboratoriumsversuche 9
3.5 Bodenmechanische und felsmechanische Kennwerte 11
3.6 Bodenklassen und Bodengruppen 12
3.7 Grundwasser 12
4. Bautechnische Folgerungen 13
4.1 Gründungsmöglichkeiten 13
4.2 Maßnahmen zur Trockenhaltung der Baugrube und der Bauwerke 15
4.3 Baugrubensicherung 16
4.3 Versickerung von Niederschlagswasser 16
5. Hinweise für die Bauausführung 17
5.1 Deklaration und Verwertung des aufgefüllten Aushubmaterials 17
5.2 Herstellung der Baugrube 17
5.3 Bauzeitliche Auswirkungen auf die Nachbargebäude 18
6. Zusammenfassung 19

Anlagenverzeichnis

Anlage 1		**Lageplan mit den Untersuchungsstellen**
Anlage 2		**Bohrprofile und Rammdiagramme**
	2.1	Flurstück 1248
	2.2	Flurstück 1238
Anlage 3		**Baugrunduntersuchung**
	3.1	Fotodokumentation der Bohrungen BK 1 - 4
	3.2	Schichtenverzeichnisse der Bohrungen BK 1 - 4
Anlage 4		**Laboratoriumsuntersuchungen**
	4.1.1	Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit
	4.1.2	Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit
	4.2	Bestimmung des Punktlastindex
Anlage 5		**Verlauf der Tonsteinoberkante**
	5.1	Höhenschichtlinien Flurstück 1248
	5.2	Höhenschichtlinien Flurstück 1238

1. Vorbemerkung und Aufgabenstellung

Die Stadt Velbert hat am 21.03.2006 die Änderung des Bebauungsplans „Auf den Pöthen" beschlossen. Für den Bebauungsplanentwurf wurde ein Baugrundvorgutachten [U2] erstellt. Im Zuge der öffentlichen Auslegung gingen zahlreiche Stellungnahmen mit grundsätzlichen Bedenken im Hinblick auf die Bebaubarkeit der Grundstücke infolge der Baugrundverhältnisse ein. Vorgesehen ist laut Bebauungsplan eine Wohnbebauung mit maximal einem Vollgeschoss. Die Firsthöhe liegt beim Flurstück 1238 bei maximal 243 mNN, dass sind ca. 8 m über derzeitigem Gelände und bei Flurstück 1248 bei maximal 238,5 mNN (ca. 6 m über derzeitiger Geländeoberkante). Die zu untersuchende Grundfläche hat jeweils eine Breite von 12 m und eine Länge von 16 m [U1].

Zur Klärung der Fortführung des Planverfahrens wurde das Erdbaulaboratorium Essen (ELE) daher seitens der Stadt Velbert auf Basis eines Angebotes vom 29.05.2007 beauftragt, eine Baugrunduntersuchung im Bereich der betreffenden Flurstücke durchzuführen und zum Baugrund, insbesondere im Hinblick auf die Bebaubarkeit und den wahrscheinlichen Auswirkungen auf die Nachbarbebauung, zu den bautechnischen Maßnahmen für die Gründung der Neubebauung sowie zur örtlichen Niederschlagsbeseitigung Stellung zu nehmen.

2. Verwendete Unterlagen

[U1] Bebauungsplan Nr. 438, Auf den Pöthen, 1 Änderung, aufgestellt von der Stadt Velbert, Fachgebiet IV.1.2, Bebauungsplan und Denkmalschutz, Stand 27.02.2007

[U2] Baugrundvorgutachten für das geplante Bauvorhaben in Velbert-Neviges, Auf den Pöthen (B.-Plan Nr. 438), aufgestellt Geotechnisches Büro Dr. E.-H. Müller Nachfolger, Krefeld, im Auftrage der Stadt Velbert, 31.07.2006

[U3] Diverse Stellungnahmen zum Bebauungsplanentwurf Nr. 438, Auf den Pöthen, 1. Änderung, März 2007

3. Baugrund

3.1 Allgemeine geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Gemäß der geologischen Karte von NRW, Blatt 4608, Velbert (M. 1:25.000), und den dazugehörigen Erläuterungen sowie Blatt C 4706 (M. 1:100.00) gehört das Bebauungsgebiet weiträumig in das Rheinische Schiefergebirge. Den für die geplante Baumaßnahme maßgebenden tieferen Untergrund bilden devonische Schichten. Diese bestehen überwiegend aus geschieferten, feinsandigen, grauen bis schwarzen Ton- und Schluffsteinen mit lokalen Kalk- und Sandsteinlagen. Überlagert wird das Grundgebirge von quartären Lockersedimenten. Die Deckschichten setzen sich überwiegend aus Hangschutt, Hanglehm, vereinzelt auch aus Grobschluffen (Löß) zusammen. Die derzeitige Geländeoberfläche wird aus unterschiedlich mächtigen Auffüllungen gebildet.

Hinsichtlich der hydrogeologischen Verhältnisse ist bekannt, dass die bindigen Deckschichten einen relativ schlechten Grundwasserleiter darstellen. Bei dem dort anzutreffenden Wasser handelt es sich in der Regel um versickerndes Niederschlagswasser, das sich auf weniger durchlässigen Schichten aufstaut und in stärker durchlässigen Bereichen zirkuliert. Das Festgestein ist hydrogeologisch, z.B. für Wassergewinnung weitgehend unbedeutend, führt allerdings je nach Durchtrennungs- und Verwitterungsgrad z.T. große Wassermengen. In den Tonsteinen des Devons liegt im Allgemeinen eine geringe Durchlässigkeit vor, während die Sandsteine dagegen eine gute bis sehr gute Durchlässigkeit (besonders in verkarsteten Bereichen) besitzen.

3.2 Untersuchungsprogramm

Zur detaillierten Beurteilung der Baugrundverhältnisse im Bereich der beiden Flurstücke wurden unter Beachtung der DIN 4020:2003-09 in der Zeit vom 19.09. bis 20.09.2007 insgesamt 4 Bohrungen mit Gewinnung von durchgehenden Kernen und Tiefen von jeweils 6,0 m durch die Fa. Schützeichel KG abgeteuft. Zur Erhöhung der Aussagekraft und zur Erkundung der Tiefenlage der verwitterten bzw. angewitterten Oberkante des devonischen Tonsteins im Bereich der Baumaßnahmen wurden rasterförmig jeweils 9 Sondierungen mit der mittelschweren Rammsonde in Anlehnung an

DIN 4094-3 durch Mitarbeiter des ELE ausgeführt. Die genaue Lage der Bohr- und Sondieransatzpunkte ist aus dem Lageplan in Anlage 1 zu ersehen.

Die geotechnische Bearbeitung der mit der Bohrung gewonnenen Bohrkerne, d. h. die Benennung und Beurteilung, Fotodokumentation und Entnahme der für die bodenmechanischen Untersuchungen notwendigen Proben erfolgte im Laboratorium in Essen. Die Ergebnisse der Bohrkernansprache nach DIN 4022 sowie die Rammdiagramme sind im Anlagenteil 2 dokumentiert, wobei die Untersuchungsergebnisse für das Flurstück 1248 aus Anlage 2.1 und für das Flurstück 1238 aus Anlage 2.2 zu ersehen sind. Im Anlagenteil 3.1 findet sich die Fotodokumentation der entnommenen Bohrkerne, im Anlagenteil 3.2 sind die Schichtenverzeichnisse der Bohrfirma zusammengestellt.

Aus dem gewonnenen Bohrgut der Kernbohrungen wurden 4 Kernstücke zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit bzw. des Punktlastindexes entnommen. Die Ergebnisse der durchgeführten Laboratoriumsversuche sind aus dem Anlagenteil 4 zu entnehmen, wobei die Anlagen

4.1.1 - 4.1.2 die Bestimmung der einaxialen Druckversuche und
4.2 die Bestimmung des Punktlastindex

enthalten.

3.3 Bodenaufbau

3.3.1 Flurstück 1248

Die derzeitige Geländeoberfläche wird von einer 0,20 – 0,25 m dicken Auffüllung aus Mutterboden gebildet, der hinsichtlich seines Kornaufbaus als stark sandiger, kiesiger, humoser Schluff zu bezeichnen ist. Im Bereich der Bohrung BK 1 folgt eine 0,35 m dicke Auffüllung aus einem stark sandigen, zunächst stark kiesigen, humosen Schluff, der in einer Tiefe zwischen 0,45 m und 0,60 m zusätzlich mit Ziegelresten durchsetzt ist. Darunter folgt eine ca. 0,30 m dicke Schicht aus Kalksteinen, die von einem umgelagerten stark sandigen, stark kiesigen Grobschluff unterlagert wird.

Mit der Bohrung BK 2 wurde unmittelbar unter der Mutterbodenschicht eine gewachsene, 0,20 m dicke, stark sandige, stark kiesige, humose Grobschluffschicht erkundet.

Die vorbeschriebenen Böden werden in einer Tiefe von 0,40 m bis 1,00 m von einer 1,10 m bis 1,40 m dicken Lockergesteinsdeckschicht aus Hanglehm oder Hangschutt unterlagert. Bei dem Hanglehm handelt es sich zumeist um einen umgelagerten Schluff, der mehr oder minder mit Ton bzw. Sandsteinstücken durchsetzt ist. Der bindige Kornanteil bestimmt das bodenmechanische Verhalten. Gemäß DIN 4022 (Benennen und Beschreiben von Bodenarten und Fels) ist der Hanglehm vom Kornaufbau her als toniger, sandiger bis stark sandiger, kiesiger bis stark kiesiger Schluff zu bezeichnen. In den Zonen, in denen der Anteil der Felsstücke das bodenmechanische Verhalten bestimmt, werden die Lockergesteinsschichten als Hangschutt bezeichnet. Vom Kornaufbau her sind diese Zonen als sandiger, schluffiger, z.T. mit Steinen durchsetzter Kies zu klassifizieren. Im Regelfall überwiegt oberflächennah der Hanglehmanteil, während im Übergang zum unterlagernden Tonstein der Hangschutt ansteht. Die Konsistenz der Hanglehmschichten kann im allgemeinen als steif-halbfest bezeichnet werden, der Hangschutt besitzt eine mitteldichte Lagerung.

In Tiefen von 1,50 m bis 2,40 m unter Gelände (das entspricht einer Tiefenlage von 231,31 mNN bis 229,28 mNN) folgen die Tonsteine des oberen Devons, die bis zur Bohrendteufe von 6,00 m anstehen. Stratigraphisch handelt es sich um die sog. Velberter Schichten, die im vorliegenden Fall überwiegend aus dunkelgrauen Tonsteinen bzw. Tonschiefersteinen mit wechselnden Sand- und Kalkgehalten gebildet werden. Unmittelbar unter der Devonoberfläche ist das Gebirge mehr oder weniger stark angewittert und – bedingt durch die Beanspruchung während der Gebirgsbildung – überwiegend stark klüftig und in Kluftkörper zerlegt. Auf den Klüften sind Eisenablagerungen festzustellen, die einen Hinweis auf die vergleichsweise gute Wasserwegsamkeit des Gebirges geben. Auf eine nähere Einmessung des Trennflächengefüges wurde im vorliegenden Fall verzichtet, da dies für die Baumaßnahme ohne große Bedeutung ist. Die Schichtung steht relativ steil und fällt mit einem Winkel von ca. 80° ein. Im Allgemeinen ist nach der geologischen Karte davon auszugehen, dass die Schichtung nur an günstigen Stellen zu erkennen ist und von der stark entwickelten Schieferung überlagert wird.

Zur Feststellung des Verlaufs der Oberkante des Tonsteins im Bereich der geplanten Baugrube wurden rasterförmig 9 Rammsondierungen mit der mittelschweren Rammsonde über die Fläche angeordnet. Die Rammsondierungen DPM 3 und DPM 7 liegen dabei in der Nähe der Bohrungen BK 1 und BK 2 und können somit zu Kalibrierungszwecken herangezogen werden. Danach ist festzustellen, dass die Oberkante des angewitterten bis verwitterten Tonsteins relativ deutlich durch einen sprunghaften Anstieg der Eindringwiderstände N10 der mittelschweren Rammsonde gekennzeichnet werden. Im Regelfall war eine weitere Vertiefung der Rammsondierung nach Erreichen dieser Zone nicht mehr möglich. Höhere Eindringwiderstände einzelner Sondierstellen können allerdings auch durch lokal eingelagerte, gröbere Felsstücke im überlagernden Hangschutt verursacht werden, so dass eine belastbare Interpretation nur aus der Gesamtheit der Untersuchungsergebnisse möglich ist. Aus den vorliegenden 11 Einzelaufschlüssen für den geplanten Baubereich (siehe Lageplan Anlage 1) wurde daher der ungefähre Verlauf der Tonsteinoberkante in Form von Höhenschichtlinien rechnerisch ermittelt. Das Ergebnis ist aus der beigefügten Anlage 5.1 für das Flurstück 1248 zu ersehen. Danach ist davon auszugehen, dass im vorgesehenen Baubereich die Oberkante des Tonsteins von ca. 229,20 mNN am Ostrand der Baugrube um ca. 2,00 m auf 231,20 mNN am Westrand ansteigt. In Nord-Süd-Richtung ist das Gefälle nur gering ausgeprägt und liegt im unteren Dezimeterbereich (ca. 0,20 – 0,40 m).

3.3.2 Flurstück 1238

Auf diesem Grundstück wird die derzeitige Geländeoberfläche von einer 0,10 m bis 0,30 m dicken, aufgefüllten Mutterbodenschicht bzw. mutterbodenartigen Schluffschicht gebildet.

Bereits unmittelbar unter der Auffüllung folgen die gewachsenen Böden, die überwiegend als Hanglehm zu bezeichnen sind. Hinsichtlich des Kornaufbaus handelt es sich bei dem Hanglehm um einen stark tonigen, sandigen, stark kiesigen Schluff bzw. Grobschluff mit einer steifen – halbfesten Konsistenz. Hangschuttschichten treten in diesem Baubereich sehr untergeordnet im Übergangsbereich zu dem Tonstein auf, wobei aufgrund des verwendeten Bohrverfahrens (Einfachkernrohr) nicht immer eindeutig zu erkennen ist, ob es sich bereits um den verwitterten Tonstein, der zerbohrt wurde oder noch um Hangschutt handelt.

In Tiefen zwischen 2,75 m und 3,10 m unter Gelände (231,79 mNN bzw. 232,72 mNN) steht der devonische Tonstein an. Wie bereits im Baubereich für das Flurstück 1248 beschrieben, liegt auch hier ein hoher Durchtrennungsgrad vor, so dass der Tonstein insgesamt als stark klüftig zu bezeichnen ist. Der Tonstein wurde bis zur Bohrendteufe von 6,0 m unter Gelände aufgeschlossen.

Um auch für diesen Untersuchungsbereich nähere Angaben zum Verlauf der Tonsteinoberkante machen zu können, wurden rasterförmig 9 Sondierungen mit der mittelschweren Rammsonde über die Fläche abgeteuft. Zur Kalibrierung dienten die Rammsondierungen DPM 12 und DPM 16 unmittelbar neben den Bohrungen BK 3 und BK 4. Aus den Ergebnissen wurden wiederum eine Höhenschichtplan erstellt, der aus der beigefügten Anlage 5.2 zu entnehmen ist. Danach ist in diesem Baubereich zwischen der Ost- und der Westseite eine Höhendifferenz von bis zu 1,00 m festzustellen. In Nord-Süd-Richtung ist eine Höhendifferenz von maximal 1,40 m zu erwarten.

3.4 Ergebnis der Laboratoriumsversuche

Zur Bestimmung der Größenordnung der Gesteinsfestigkeit des Tonsteins sollten planmäßig einige einaxiale Druckversuche ausgeführt werden. Aufgrund des Trennflächengefüges und der Entspannung der Bohrkerne bei der Entnahme wurden nur relativ wenige Probekörper gewonnen, die für die Durchführung eines einaxialen Druckversuches geeignet waren (siehe auch Fotodokumentation der Bohrkerne, Anlage 3.1.1 bis 3.1.4). Bei den meisten Probekörpern mit ausreichenden geometrischen Verhältnissen durchziehen noch geschlossene Trennflächen, insbesondere Schichtflächen, die Probe, auf denen dann in aller Regel der Bruch bei der Belastung stattfindet. Die so gemessene Druckfestigkeit gibt dann nicht die Gesteinsfestigkeit des Probekörpers, sondern die Scherfestigkeit in den Trennflächen wieder. Insofern sind solche Proben für die hier zu bearbeitende Aufgabenstellung nicht geeignet und auszusondern.

Insgesamt liegen daher nur die Ergebnisse von 2 einaxialen Druckversuchen aus einem Kernstück der Bohrung BK 3 vor. Die Belastung erfolgte axial, annähernd senkrecht zur Schichtung (Belastungsrichtung 1). Die Ergebnisse sind der folgenden Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle I: Ergebnisse der einaxialen Druckversuche

Lab.-Nr.	Bohrung	Entnahmetiefe [m]	Gesteinsart	ρ_d [t/m³]	σ_u [MN/m²]	Einstufung ISRM	Anlage
11041a	BK 3	5,6 - 5,9	Tonstein	2,599	28,56	mittel	4.1.1
11041b	BK 3	5,6 –5,9	Tonstein	2,596	51,42	hoch	4.1.2

Ebenfalls in die Tabelle mit aufgenommen wurde die Einordnung der gemessenen Druckfestigkeit in die Druckfestigkeitsklasse der ISRM sowie ein Verweis auf die zugehörige Anlage mit den detaillierten Versuchsdaten.

Beim Zuschneiden der Probekörper für die Durchführung des einaxialen Druckversuches fielen Gesteinstücke ab, die einem Punktlastversuch unterzogen werden konnten. Im Punktlastversuch wird eine Gesteinsprobe zwischen zwei Lasteinleitungsspitzen mit einer konzentrischen Last bis zum Bruch belastet. Die Probe kann eine definierte Form, z.B. ein zylindrische Form des Bohrkerns oder ein unregelmäßige Form (Würfeltest) haben. Punktlastversuche dienen der Ermittlung eines Indexwertes für die Festigkeit von Gesteinen. Aus dem Indexwert werden oftmals andere Festigkeitsparameter wie die einaxiale Druckfestigkeit abgeleitet. Bei diesen abgeleiteten Festigkeitsparametern handelt es sich immer um Schätzungen.

Im vorliegenden Fall liegen 4 Versuche vor, aus denen für das hier anstehende Gestein unter Berücksichtigung eines Korrelationsfaktor c = 20,6 (aus der Literatur) die einaxiale Druckfestigkeit aus dem Punktlastindex ermittelt werden kann. Die Ergebnisse können der Anlage 4.2 entnommen werden. Danach liegt die aus dem Punktlastversuch ermittelte einaxiale Gesteinsfestigkeit in einer Größenordnung zwischen 35,5 und 64,6 MN/m² bzw. im Mittel bei 38 MN/m². Diese Werte liegen in der Größenordnung der o.g. einaxialen Druckversuche.

3.5 Bodenmechanische und felsmechanische Kennwerte

Nach Beurteilung sämtlicher im Rahmen der Baugrunderkundung gewonnener Proben sowie der Auswertung der durchgeführten Rammsondierungen und Laboratoriumsuntersuchungen können für die zuvor beschriebenen Boden- und Felsarten die in der Tabelle II aufgeführten bodenmechanischen Kenngrößen angegeben werden. Die bodenmechanischen Kennwerte können als Bemessungswerte für erdstatische Nachweise (Standsicherheitsuntersuchungen, Setzungsberechnungen) verwendet werden. Die entsprechenden Sicherheitsbeiwerte nach DIN sind einzuhalten.

Tabelle II: Charakteristische Bodenkennwerte der maßgebenden Bodenarten

Nr.	Bodenart	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	φ' [°]	c' [kN/m²]	Es [MN/m²]
1	Auffüllung, Mutterboden (Schluff, stark sandig, stark kiesig, humos)	18,0 –20,0	9,0 – 10,0	25	0	-
2	Grobschluff, stark sandig, stark kiesig, z.T. schwach humos (steif)	19,0	10,0	27,5	5 – 10	16 – 20
3	Hanglehm (Schluff, tonig, sandig bis stark sandig, kiesig bis stark kiesig), steif – halbfest	19,0 –20,0	10,0 – 11,0	25-30	5 – 10	10 – 20
4	Hangschutt (Kies, sandig, schluffig, z.T. steinig), mitteldicht	20,0-21,0	10,0	32,5-37,5	< 5	25 – 40

Zeichenerklärung zu Tabelle II:

γ Wichte des feuchten Bodens
γ' Wichte des Bodens unter Auftrieb
φ' Winkel der inneren Reibung
c' Kohäsion
Es Steifemodul (Erstbelastung)

Tabelle III: Charakteristische felsmechanische Kennwerte

Nr.	Gesteinsart	γ [kN/m³]	φ [°]	max σ_u [MN/m²]	min σ_u [MN/m²]	i.M. σ_u [MN/m²]	Esg [MN/m²]
1	Tonstein (Devon) verwittert bis stark verwittert unverwittert bis angewittert	 24,0 25,0	 12-15 15-20	120	5	40	 50-100 100-300

Zeichenerklärung zu Tabelle III:

γ Wichte des feuchten Gesteins
φ_s Reibungswinkel in den Schicht- und Kluftflächen
σ_u Einaxiale Gesteinsfestigkeit
Esg Steifemodul des geschichteten und geklüfteten Gebirges

3.6 Bodenklassen und Bodengruppen

Die aufgeschlossenen Bodenarten sind wie folgt in die Bodenklassen nach DIN 18.300 und in die Bodengruppen nach DIN 18.196 einzustufen.

Tabelle IV: Bodenklassen und Bodengruppen

Nr.	Bodenart/Gesteinsart	Bodengruppe (DIN 18.169)	Bodenklasse (DIN 18.300)
1	Auffüllung, Mutterboden (Schluff, stark sandig, stark kiesig, humos)	A [UL,TL,SU*, OU]	1,4
2	Grobschluff, stark sandig, stark kiesig, z.T. schwach humos (steif)	UL,TL,SU*	4 (o. GW) 2 (u. GW)
3	Hanglehm (Schluff, tonig, sandig bis stark sandig, kiesig bis stark kiesig), steif – halbfest	GU*,SU*,UM	4 (o. GW) 2 (u. GW)
4	Hangschutt (Kies, sandig, schluffig, z.T. steinig), mitteldicht	GU,GU*,SU,SU*	3 – 5(o. GW) 2 - 3 (u. GW)
5	Tonstein (Devon) verwittert bis stark verwittert unverwittert bis angewittert	-	6 6-7,7

Zeichenerklärung zu Tabelle IV:

o. GW - oberhalb des Grundwasserspiegels bzw. des Schichtenwasserspiegels
u. GW - unterhalb des Grundwasserspiegels bzw. des Schichtenwasserspiegels

3.7 Grundwasser

Nach den Schichtenverzeichnissen der Bohrfirma wurde während der Aufschlussarbeiten kein Grundwasser erbohrt, wobei darauf hinzuweisen ist, dass bei der hier im Festgesteinsbereich eingesetzten Doppelkernrohrtechnik beim Bohren Spülwasser zugegeben wird, das mögliche Grundwas-

serstände verfälschen kann. Bei den Sondierarbeiten wurde nur bei Rammsondierung DPM 13 ab 1,50 m ein Hinweis auf eine Vernässungszone festgestellt.

In den Stellungnahmen zum Bebauungsplanentwurf [U3] wird wiederholt auf Wasser im Untergrund bei der Realisierung der benachbarten Baumaßnahmen hingewiesen. Hierbei kann es sich nur um lokale Schichtenwasservorkommen handeln, die oftmals auch relativ ergiebig sein können.

Zusammenfassend kann für die Bauvorhaben angenommen werden, dass der geschlossene Grundwasserspiegel unterhalb der erkundeten Teufen liegt und daher keinen direkten Einfluss auf die Baumaßnahme hat. Lokal können allerdings Vernässungszonen infolge von Schichtenwasser auftreten, das sich auf weniger durchlässigen Schichten staut und in stärker durchlässigen Bereichen zirkuliert.

4. Bautechnische Folgerungen

4.1 Gründungsmöglichkeiten

Genaue Angaben zu den geplanten Gründungstiefen sowie zu den abzutragenden Lasten der beiden Bauwerke liegen derzeit noch nicht vor. Generell ist allerdings festzustellen, dass sowohl die im Baubereich anstehenden Lockergesteinsschichten (Hanglehm, Hangschutt) als auch die devonischen Tonsteine für eine Flachgründung geeignet sind. Günstiger im Hinblick auf die Tragfähigkeit und Zusammendrückbarkeit des Baugrundes und damit auf die notwendigen Abmessungen der Fundamente ist allerdings eine Gründung in den Tonsteinen.

Vergleicht man die aus den Erkundungsergebnissen abgeleitete Oberfläche des Tonsteins, so liegt der Tiefpunkt des Tonsteins beim Flurstück 1248 bei 229,20 mNN (siehe Anlage 5.1). Legt man die Gründungssohle in dieser Tiefenlage oder darunter fest, so ist ein erheblicher Umfang des anstehenden Tonsteins aus der Baugrube zu lösen, da der maximale Höhenunterschied zum westlichen Baugrubenrand ca. 2,0 m beträgt.

Alternativ besteht die Möglichkeit, die Gründungssohle so anzuordnen, dass der notwendige Aushub im Tonstein optimiert, d.h. möglichst gering wird. Hierzu kann das Gebäude z.B. teilunterkellert mit einer Unterkellerung des vorderen (straßenzugewandten) Bereiches ausgeführt werden. Weiterhin können die Geschossebenen versetzt angeordnet oder die Gründungssohle kann insgesamt um ca. 1,0 m bis auf die Höhenkote 230,00 mNN (das entspricht einer Tiefenlage von 1,70 m bis 2,80 m unter derzeitiger GOK) angehoben werden. In diesem Fall ist im östlichen Baugrubenbereich ein Bodenaustausch bis auf den Tonstein, der z.B. durch ein einbaufähiges Kies-Sand-Gemisch oder durch Unterbeton herzustellen ist, auszuführen, um möglichst gleiche Gründungssteifigkeiten im gesamten Baukörper zu schaffen. Im westlichen Baubereich ist dagegen nur noch eine Aushubtiefe von ca. 1,0 m im Tonstein erforderlich.

Im Bereich des Flurstückes 1238 liegt der Tiefpunkt des Tonsteins nach dem Ergebnis der Erkundungsmaßnahmen bei ca. 231,80 mNN (ca. 2,80 m unter GOK) in der nordöstlichen Ecke des Grundstückes (siehe Anlage 5.2). Die Felsoberkante steigt keilförmig an, der höchste Punkt liegt etwa in der südöstlichen Ecke des Grundstückes und kann mit 233,40 mNN angegeben werden. Hieraus ergibt sich eine maximale Höhendifferenz von 1,60 m in der Tonsteinoberfläche, die bei Wahl der Gründungssohle in Höhe des Tiefpunktes des Tonsteins auszuheben wäre. Aufgrund der keilförmigen Ausbildung der Tonsteinoberfläche ist bei diesem Grundstück im Hinblick auf eine Minimierung des Aushubes nur eine Höherlegung der Gründungssohle möglich. Günstig erscheint eine Gründungskote in Höhe von 232,60 mNN (das entspricht einer Tiefenlage von ca. 2,10 m bis 3,20 m unter derzeitigem Gelände), bei der einerseits der notwendige Bodenaustausch und andererseits der erforderliche Felsabtrag optimiert wird.

Im Hinblick auf die Bemessung der Gründungskörper können unter Berücksichtigung einer Gründung auf bzw. in den o.g. Tonsteinen und einer Mindesteinbindetiefe von ≥ 1,2 m unter Oberkante Gelände Sohlnormalspannungen von

$$\textbf{zul. } \sigma_0 = 320 \text{ kN/m}^2$$

angesetzt werden. Dieser Sohldruck gilt für lotrechten Lastangriff und berücksichtigt gemäß DIN 1054 : 1976-11 eine 2-fache Sicherheit gegen Grundbruch. Bei schräg angreifenden Lasten bzw.

bei Horizontalkräften in der Gründungsebene sind gesonderte Grundbruchnachweise nach DIN 4017 : 1979-08, Teil 2, zu führen.

Bei Ausnutzung der genannten zulässigen Sohldrücke ist in Abhängigkeit von der Fundamentgeometrie und den ggf. vorhandenen Schichtdicken des Bodenaustausches mit Setzungen in einer Größenordnung von s ≈ 0,5 bis 1,0 cm zu rechnen. Detaillierte Angaben zu den zu erwartenden Setzungen einschließlich ableitbarer Setzungsdifferenzen können jedoch erst nach Vorlage genauerer Fundamentpläne und Lastangaben gemacht werden.

Sollen die Bauwerke auf einer Sohlplatte gegründet und diese auf elastischer Bettung nachgewiesen werden, kann für den ersten Rechengang ein Bettungsmodul von 50 MN/m³ angenommen werden. Dieser Wert ist im weiteren Verlauf der Berechungen iterativ anzupassen.

4.2 Maßnahmen zur Trockenhaltung der Baugrube und der Bauwerke

Nach den vorliegenden Beobachtungen während der Baugrunderkundung sind die Bauwerke oberhalb des Grundwasserspiegels zu errichten. Es ist allerdings möglich, dass lokal angeschnittene Schichtenwasserspiegel beim Baugrubenaushub auslaufen. Zur Fassung dieses Schichtenwasser sowie zur Fassung und Ableitung des auf den Böschungsoberflächen und im Baugrubenbereich anfallenden Niederschlagswassers sollte eine offene Wasserhaltung mit entsprechenden Pumpensümpfen vorgehalten werden.

Die im Baugrubenbereich anstehenden Boden- und Felsarten sind im Allgemeinen nur gering wasserdurchlässig. Insofern ist eine Stauwasserbildung infolge von Schichtenwasser oder versickerndem Niederschlagswasser oberhalb der Baugrubensohle möglich. Unabhängig von der gewählten Art der Arbeitsraumverfüllung ist daher eine Abdichtung der Kelleraußenwände gemäß DIN 18195-6 : 2000-08 auszuführen, wenn nicht über geeignete, dauerhaft funktionierende Dränungen ein Wasseraufstau verhindert wird.

4.3 Baugrubensicherung

Die Baugruben für die beiden Bauwerke können aller Voraussicht nach geböscht hergestellt werden. Gemäß DIN 4124:2002-10 dürfen bei den hier anstehenden Boden- und Felsarten und bei Böschungshöhen $\leq$ 5,0 m Teilböschungsneigungen unter $\beta = 45°$ in den aufgefüllten Böden und im Hangschutt gewählt werden, sofern keine zusätzlichen Belastungen an der Böschungsoberkante vorhanden ist und infolge von Grundwassereinflüssen o.ä. keine flachere Neigung notwendig wird. In den bindigen Hanglehmschichten können unter den o.g. Randbedingungen Böschungsneigungen unter 60° ausgeführt werden. Im Tonstein kann eine Böschungsneigung von $\beta = 80°$ gewählt werden, wenn nicht durch das Trennflächengefüge (Schichteinfallen in Richtung der Baugrube und mögliches Unterschneiden der Schichtflächen) flachere Böschungsneigungen erforderlich werden.

Bei größeren Böschungshöhen ist die Böschungsneigung durch entsprechende Standsicherheitsuntersuchungen unter Berücksichtigung der Kennwerte aus den Tabellen II und III festzulegen. Um einen negativen Einfluss aus Witterungseinwirkungen auf die erosionsempfindlichen Böschungsoberflächen zu vermeiden, empfiehlt sich zusätzlich die Abdeckung der Böschungsoberfläche mit einer Folie oder ähnlichem und eine sorgfältige Ableitung des anfallenden Oberflächenwasser.

4.3 Versickerung von Niederschlagswasser

Nach den vorliegenden Ergebnissen der Baugrunduntersuchung kann eine Versickerung in den anstehenden gewachsenen Böden (Hanglehm, Hangschutt, Tonstein) nicht empfohlen werden. Eine wirtschaftliche Versickerung von Niederschlagswasser ist gemäß ATV A 138 nur bis zu einem Durchlässigkeitsbeiwert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s möglich. Geringe Durchlässigkeitsbeiwerte der anstehenden Böden erfordern deutlich größere Speicherkapazitäten, damit die zulässigen Entleerungszeiten der Versickerungsanlage eingehalten werden können.

5. Hinweise für die Bauausführung

5.1 Deklaration und Verwertung des aufgefüllten Aushubmaterials

Auf beiden Baugrundstücken wurden aufgefüllte Böden erkundet. Im Bereich des Flurstückes 1248 stehen aufgefüllte Böden mit Beimengungen aus Ziegelresten und Kalksteinstücke an (Bohrung BK 1 und [U2]), die für eine ordnungsgemäße Verwertung gemäß LAGA zu untersuchen sind. Die Untersuchung sollte als Deklarationsanalyse unmittelbar vor Baubeginn erfolgen. Auf dem Flurstück 1238 stehen überwiegend aufgefüllte, mutterbodenartige Böden an, die sensorisch keine Hinweise auf eine Schadstoffbelastung ergeben haben. Die gewachsenen Böden und der anstehende Tonstein sind nach der durchgeführten organoleptischen Ansprache ebenfalls als unbelastet zu bezeichnen und können ohne weitere Untersuchungen verwertet werden.

5.2 Herstellung der Baugrube

Aufgrund des festgestellten Zerlegungsgrades des anstehenden Tonsteins (siehe Fotodokumentation Anlage 3.1.1 - 3.1.4) sowie der im Laboratorium gemessenen Gesteinsfestigkeiten ist das Lösen des Gebirges mit geeignetem Erdbaugerät (Tieflöffelbagger mit entsprechenden Reißzähnen an der Schneide, evtl. Hydraulikhammer) möglich. Durch das Reißen des Festgesteins entstehen naturgemäß Erschütterungen, die u.U. auch in der Nachbarbebauung, die auf bzw. in der gleichen Formation gegründet ist, wahrgenommen werden können. Bei sehr hartem, wenig geklüftetem Tonstein können eventuell auch Lockerungssprengungen erforderlich werden, die bei der heutigen Sprengtechnik (Millisekundenzünder, geringe Bohrlochabstände) nur sehr geringe Erschütterungsimmissionen verursachen.

Grundsätzlich sollte der letzte Aushub vor Erreichen der endgültigen Gründungssohle rückschreitend mit einem Tieflöffelbagger erfolgen, um Störungen der Gründungssohle zu verhindern. Soweit in Höhe der Aushubsohle lose Kluftkörper, Gesteinspartien oder aufgeweichte Zonen vorhanden sind, sind diese evtl. händisch zu entfernen und durch Beton der Sauberkeitsschicht zu ersetzten.

In Abhängigkeit von der gewählten Gründungsart und Gründungstiefe (siehe Punkt 4 des Berichtes) können Bodenaustauschmaßnahmen in den Hanglehm-/Hangschuttbereichen erforderlich werden. Diese sollten aus einem lehmfreien Kies-Sand-Gemisch der Bodengruppe GW nach DIN 18196, welches auf 100 % D_{Pr} zu verdichten ist, oder durch Betonersatz erstellt werden. Ein Bodenaustausch durch Beton ist vorzugsweise dann einzubauen, wenn die Höhendifferenz zwischen Aushubsohle und Gründungssohle nur gering und daher eine Verdichtung des Kies-Sand-Gemisches nur schwer möglich ist. Es wird empfohlen, die Aushubsohlen geotechnisch abnehmen zu lassen.

5.3 Bauzeitliche Auswirkungen auf die Nachbargebäude

Unabhängig von der endgültigen Gründungstiefe der Bauwerke wird das Lösen des anstehenden Tonsteins – zumindestens in Teilbereichen der Baugruben – erforderlich werden. Hierdurch können bauzeitlich Erschütterungen entstehen, die auch an den umliegenden, benachbarten Gebäuden in Form von Schwingungsimmissionen wahrgenommen werden können. Erfahrungsgemäß sind die Schwinggeschwindigkeiten allerdings gering, so dass eine Schädigung der Bausubstanz normalerweise nicht zu besorgen ist.

Zur bauzeitlichen Überprüfung, ggf. auch zur erschütterungsarmen Optimierung des Löseverfahrens, wird im vorliegenden Fall empfohlen, Erschütterungsmessungen gemäß DIN 4150-3 : 1999-02 (Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf bauliche Anlagen) in den am nächsten liegenden Gebäuden durchzuführen. In dieser Norm sind Anhaltswerte für Schwinggeschwindigkeiten enthalten, bei deren Einhaltung eine Schädigung des Bauwerkes oder erdverlegter Leitungen sowie Dränagen nicht eintritt. Liegen die infolge des Lösens der Tonsteine verursachten Erschütterungen unter den o.g. Anhaltswerten, so sind Schäden an den betroffenen Bauwerken nicht zu befürchten.

Neben der o.g. Einwirkung der Erschütterungen auf Bauwerke ist natürlich auch eine Einwirkung auf die sich in den Gebäuden aufhaltenden Menschen gegeben. Auch hierzu gibt es entsprechende Anhaltswerte und Beurteilungskriterien, die in der DIN 4150-2 : 1999-06 enthalten sind. Die notwendigen Erschütterungsmessungen können in den entsprechenden Gebäuden parallel durchgeführt werden. Sowohl die Messungen als auch die Auswertung können bei Bedarf durch das ELE vorgenommen werden.

Weitergehende Auswirkungen, z.B. eine Veränderung der Grundwassersituation im Planungsgebiet, sind aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse nicht zu befürchten. Allerdings sind Beeinflussungen durch die üblichen Baustellenimmissionen wie Lärm und Staub zu erwarten.

6. Zusammenfassung

Der vorliegende geotechnische Bericht umfasst das Ergebnis der durchgeführten Baugrunduntersuchung für die Flurstücke 1248 und 1238 des Bebauungsplans Nr. 438 „Auf den Pöthen". Auf Basis der vorliegenden Erkundungsergebnisse werden Empfehlungen zur Gründung und zur Bauausführung gegeben, die unter Berücksichtigung technischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte, des derzeitigen Planungsstandes (Bebauungsplanentwurf) und der Auswirkungen auf die benachbarte Bebauung nach Ansicht des Erdbaulaboratorium Essen (ELE) günstige Lösungen darstellen. Auf Basis der vorliegenden Untersuchungen sollte zunächst die Entwurfsplanung fortgesetzt werden. Sofern detailliertere Angaben aus bodenmechanischer oder grundbautechnischer Sicht benötigt werden, wird um Rücksprache gebeten.

5 Anlagen

- Estermann -
(Abteilungsleiter)

Verteiler:

Stadt Velbert 2x