

Bauherrschaft:
Sonnenau Immobilien AG
Max Hauser
Mühle 10b
8752 Näfels

Ueberbauung
Rastenhoschet in 8752 Näfels

Baugrunduntersuchung

Bericht Nr. 6399 Zürich, den 08.12.2012

CHRISTIAN HUBER DIPL. GEOL. ETH
vormals DR. WALTER HUBER & SOHN

Geologische und
Geotechnische Untersuchungen

Stodolastrasse 15
8053 Zürich
Telefon 044-381 42 37
Fax 044-422 73 64

ammonite@hispeed.ch

www.hubergeologe.ch

Inhalt

1. Geographische Lage
2. Untersuchung
3. Geologische und hydrologische Verhältnisse / Bodenkennwerte
4. Bautechnische Beurteilung
 - a) Wasser, Meteorwasserversickerung
 - b) Belastbarkeit der Bodenschichten
 - c) Baugrubenabschluss
 - d) Abbaubarkeit der Bodenschichten / Planum
 - e) Bemerkung betreffend Grundwasser-Wärme-Nutzung
 - f) Einstufung Baugrundklasse betreffend Erdbeben
 - g) Nachweis der Beeinträchtigung der Durchflussmenge von Grundwasser durch den Baukörper und die vorgesehene Pfählung.

Beilage 1:	Situation Sondierplan 1 : 1000
Beilage 2a-c:	Terrainschnitt A-A' bis F-F' 1 : 200 [Bannerdruck 297 x 1200 mm, pdf als A0-Plan 841 x 1184 mm]
Beilage 3:	B1, B2 Bohrprofil Foto
Beilage 4:	Foto Sondierschlitze
Beilage 4b:	Höhenaufnahmen Baggersondierungen 26.03.2012 /AZ + JF
Beilage 5a,b:	Merkblatt Wärmenutzung
Beilage 6:	Ausschnitte Gefahrenkarte
Beilage 7:	Uebersicht zu Grundwasserdurchfluss-Ersatzm.-Konzept

Auftraggeber: Fuchsbau Architekten
Bahnhofstrasse 35
CH-8752 Näfels
Telefon: +41 / 55 618 40 60 Fax: +41 / 55 618 40 69
Web: www.fuchsbauarchitekten.ch
Kontakt: Manuel Zweifel Email: m.zweifel@fuchsbauarchitekten.ch

Bauherrschaft: Sonnenau Immobilien AG
Max Hauser
Mühle 10b
8752 Näfels

1. Geographische Lage

Das Grundstück liegt in Näfels in der Ebene und wird zur Zeit noch als Wiese landwirtschaftlich genutzt (Situation Beilage 1).

2. Untersuchung

Vom 15. - 19.11.2012 wurden **2 Rotationskernbohrungen** auf je 20 m und vom 20.-30.11.2012 **18 Rammsondierungen** auf Tiefen von 5 m bis 26.40 m unter Terrain vorgetrieben. Die Rammsondierungen wurden mit Hilfe einer Rammsonde der Geocontrol AG - Zürich mit einem Fallgewicht von 63.5 kg, bei einer Fallhöhe von 0.50 m und einem Sondenquerschnitt von 1590 mm² ausgeführt.

Die Rammdiagramme R1-R18 und die beiden Rotationskernbohrungen B1, B2 wurden in den Terrainschnitten A-A' bis F-F' *zusammen mit den Höhenaufnahmen (+ Wasserspiegel und Kieshorizont) der Baggerschlitze vom 26.03.2012 (nicht von uns ausgeführt)* auf den Beilage 2a, 2b und 2c im Massstab 1 : 200 dargestellt und geologisch koordiniert. In PB2 (3-Zoll) und 5 der Rammlöcher (PR1, PR2, PR3, PR9, PR10 (1-Zoll)) wurden zur Beobachtung der Wasserspiegel Piezometer (P) versetzt. In den PVZ-Piezometer der Baggerschlitze waren lediglich in P7, P10, P3 noch Wasserspiegel messbar

3. Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Das Areal liegt im Bereich des Haupttalbodens der Linth. Das Linthal bildet ein steilwandiges Trogtal, dessen Einschnittbasis etwa 400 m unter der heutigen Talebene liegt. Nach dem Rückzug der Eismassen der letzten Vergletscherung ist ein grosser fjordartiger See entstanden. Dieser See bildet zusammen mit dem Zürichsee und dem Walensee einen bis gegen Baden zusammenhängenden grossen See. Dieser See wurde im Linthal und der Linthebene durch die Geschiebe und Schwebestoffe vollständig aufgefüllt, sodass schliesslich nur noch der Walensee und der Zürichsee übrig blieben. Unterhalb der Ueberschwemmungs- und Verlandungssedimenten kamen hauptsächlich Kiese und Sande zur Ablagerung. **Durch stetigen Wechsel des Flusslaufes kam es zu einem intensiven Wechsel von groben kiesigen und feinsandigen Materialien mit stark unterschiedlicher Lagerungsdichte.**

Die speziellen geologischen Verhältnisse auf dem Areal können wie folgt beurteilt werden:

Unter einer ca. **0.50 m - 4.5 m mächtiger Deckschicht** bestehend aus Humus, Erde und stark tonigen Ueberschwemmungs- und Verlandungssedimenten mit organischen Stoffen **folgen** bis in eine Tiefe von 5-10 m unter Terrain meist **auffällig locker gelagerte kiesig- bis sandige fluviatile Ablagerungen**. Mit zunehmender Tiefe sind die Kiese z.T. fester gelagert und z.T. moränenartig kompakt, jedoch **immer noch von stark variierender Lagerungsdichte**. Ein eigentlicher Grundwasserdurchfluss findet in der Deckschicht nicht statt. Dagegen bilden die **Fluviatilen Ablagerungen einen eigentlichen Grundwasserträger**.

Baugrundmodell gemäss Rammwiderstand der Rammsondierungen und Aufschlüsse der Rotationskernbohrungen B1, B2

<p>..... D Deckschicht</p>	<p>sehr wenig festgelagert, nicht tragfähig Humus, Erde, und Verlandungssedimente / Ueberschwemmungssedimente von bis 0.50 m zu 4.50 m unter Terrain sehr stark tonige Silte-Sande Ablagerungen mit z.T. mit organischem Material (torfig), sehr weich, wenig durchlässig, jedoch als wassergesättigt zu betrachten</p>
<p>Fw Fluviale Ablagerungen wenig festgelagert</p>	<p>besonders locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen (Holz sogar Baumstämme möglich), wassergesättigt (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 5) (in den Terrainschnitten nur im Fundationsbereich markiert)</p>
<p>F Fluviale Ablagerungen meist relativ wenig festgelagert bis sehr hartgelagert</p>	<p>meist relativ locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen (Holz sogar Baumstämme möglich), wassergesättigt von bis 4 m bis zu 13 m unter Terrain (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 20) F* 2 m- 10 m unter Fundationsniveau, mit zunehmender Tiefe unterschiedlich, jedoch, meist recht hart gelagerte Kiese und Kiessande, fungieren als produktive Grundwasserträger, jedoch weiche Zwischenlagen von sandig-siltigen Deltaablagerungen, Holz sogar Baumstämme möglich (Rammdiagramm Schlagzahlen bis über 40)</p>

Bodenkennwerte gemäss USCS - Klassifikation

<p>D Deckschicht: Humus, Erde, und Verlandungssedimente / Ueberschwemmungssedimente</p> <p>von bis 0.50 m zu 4.50 m unter Terrain</p> <p>sehr stark tonige Silte-Sande Ablagerungen mit z.T. mit organischem Material (torfig), sehr weich, wenig durchlässig, jedoch als wassergesättigt zu betrachten</p>				
Raumgewicht	Winkel der inneren Reibung	Kohäsion	Zusammen-drückungs-Modul	Durchlässigkeits-koeffizient
γ [kN/m ³]	φ	c' [t/m ²]	M_E [kg/cm ²]	k [m/s]
16-21	18° - 27°	0 - 0.2	5-30	10 ⁻⁵ -10 ⁻⁶

<p>Fw Fluviale Ablagerungen wenig festgelagert</p> <p>besonders locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen, wassergesättigt (Holz sogar Baumstämme möglich) (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 5) (in den Terrainschnitten nur im Fundationsbereich markiert)</p>				
Raumgewicht	Winkel der inneren Reibung	Kohäsion	Zusammendrückungs-Modul(Erstbelastung/ Wiederbelastung)	Durchlässigkeits-koeffizient
γ [kN/m ³]	φ	c' [t/m ²]	M_E [kg/cm ²]	k [m/s]
18-22	26° -32°	0	wassergesättigt M_E 30-50 $M_{E'}$ 150	10 ⁻⁴ -10 ⁻⁵ Gleithorizonte Wasserführend

F Fluviale Ablagerungen meist relativ wenig festgelagert meist relativ locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen (Holz sogar Baumstämme möglich), wassergesättigt von bis 4 m bis zu 13 m unter Terrain (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 20)				
Raumgewicht	Winkel der inneren Reibung	Kohäsion	Zusammendrückungs-Modul(Erstbelastung/Wiederbelastung)	Durchlässigkeitskoeffizient
γ [kN/m ³]	φ	c' [t/m ²]	M_E [kg/cm ²]	k [m/s]
19-21	26°-33°	0	M_E um 100 (50-200) M_E, 600-800	10^{-3} - 10^{-4}

F* tiefer liegende Fluviale Ablagerungen ME 400-1000

Kohäsion: unter dem Wasserspiegel oder bei Wassersättigung und Wasserzutritt = 0 !

4. Bautechnische Beurteilung

a) Wasser

Auf dem Projekt-Areal wurden bei der Durchführung der Baggerschlitze am 26. März 2012 und im November 2012 in den noch funktionstüchtigen Piezometer der Baggersondierungen, in den Rammlöchern der Rammsondierungen nach Gestängerückzug und in den versetzten Piezometern unserer Untersuchungskampagne Wasserspiegel gemessen:

Höchster gemessener Wasserspiegel (zustrom gelegen) im Zusammenhang mit den Untersuchungen im Jahre 2012: im März **435.65** (P1 26.03.2012)

Im November:

Höchster Wasserspiegel (zustrom gelegen) 435.56 (PR3 21.11.2012)

Tiefster Wasserspiegel (abstrom gelegen): 434.79 (PR1 20.11.2012)

Diese Wasserspiegel dürften einem mittlerer Wasserspiegel entsprechen.

Gemäss Gefahrenkarte (Beilage 6) ist bei sehr seltenen Ereignissen ein Wasserspiegel an der tiefsten Stelle des Areals bis 0.75 m -1.00 m Ueberflutung zu rechnen. **Das entspricht einem sehr seltenen Hochwasserspiegel HHW um bis ca. 437.10 m.ü.M.**

Die Grundwasserfliessrichtung kann wegen teilweise widersprüchlichen Daten (vermutlich z.T. oberflächennahe Stauwasserspiegel) nicht genau bestimmt werden, dürfte aber in etwa von SSSE nach NNNW verlaufen (Beilage 1).

Bei Hochwasser kommt das Gelände teilweise unter Wasser zu liegen. **Der hydrostatische Auftrieb ist unterhalb dem drainierbarem Niveau zu berücksichtigen. Die Gebäude sind zu isolieren und als weisse Wanne auszubilden,** der Wasserspiegel sollte, falls dies überhaupt möglich ist auf **einem definierten und bewilligungsfähigen Niveau begrenzt werden.**

Meteorwasserversickerung

Da der Flurabstand zu gering und der Untergrund nicht sickerfähig ist, empfehlen wir das Dachwasser einer geeigneten Vorflut (z.B. Klein-Linthli) zuzuleiten.

b) Belastbarkeit der Bodenschichten

D Deckschicht	nicht tragfähig	sehr wenig festgelagert, nicht tragfähig Humus, Erde, und Verlandungssedimente / Ueberschwemmungssedimente von bis 0.50 m zu 4.50 m unter Terrain sehr stark tonige Silte-Sande Ablagerungen mit z.T. mit organischem Material (torfig), sehr weich, wenig durchlässig, jedoch als wassergesättigt zu betrachten
Fw Fluviale Ablagerungen wenig festgelagert	Flachfundation: ungenügend tragfähig 0.1-0.3 kg/cm ²	besonders locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen (Holz sogar Baumstämme möglich), wassergesättigt (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 5) (in den Terrainschnitten nur im Fundationsbereich markiert)

F Fluviale Ablagerungen meist relativ wenig festgelagert bis sehr hartgelagert	Flachfundation: ungenügend tragfähig 0.3-1.00 kg/cm² (Fundationsniveau) Setzungen sofort, 60-70% vom rechnerischen Betrag ----- <i>F* Pfahlfundation:</i> <i>Spitzenwiderstand</i> <i>um 500-2'000 kN/m²</i> <i>Mantelreibung</i> <i>um 40-70 kN/m²</i>	meist relativ locker gelagerte Kiese, mit sandig-siltigen Deltaablagerungen (Holz sogar Baumstämme möglich), wassergesättigt von bis 4 m bis zu 13 m unter Terrain (Rammdiagramm Schlagzahlen unter 20) ----- F* 2 m- 10 m unter Fundationsniveau, mit zunehmender Tiefe unterschiedlich, jedoch, meist recht hart gelagerte Kiese und Kiessande, fungieren als produktive Grundwasserträger, jedoch weiche Zwischenlagen von sandig-siltigen Deltaablagerungen, Holz sogar Baumstämme möglich (Rammdiagramm Schlagzahlen bis über 40)
---	---	--

Die 0.5 m - 4.5 m mächtige Deckschicht mit den Verlandungssedimenten ist **nicht tragfähig, strukturempfindlich und sehr setzungsempfindlich**. Auch die fluviatilen Kiese sind ausgesprochen locker gelagert und bei einer Erstbelastung setzungsempfindlich. Allerdings treten die Setzungen sehr schnell ein, da bei den kiesigen und sandigen Ablagerungen eine Korn zu Korn Berührung stattfindet.

Pfahlfundation:

Z.B. Im Bereich der lokal vorhandenen **Verlandungssedimente bei Haus O (R6), Bereich S12, Haus D (R17) ist eine Pfahlfundation ganz eindeutig notwendig**. Eventuell auch bei Haus A (R9).

Sind die notwendigen Pfahllasten nicht zu hoch (60 t bis ca. 120 t), können **Injektionsrammpfähle** zu Anwendung kommen. Die Lasten werden durch den gemessenen Rammwiderstand durch die Pfahlfirma garantiert. Sie werden in den Schottern zum stehen kommen. Die Pfahlart muss entsprechend der Gebäudelasten in Absprache mit dem Ingenieur gewählt werden (auch Beton-Fertigpfähle möglich). Dabei ist zu beachten, dass wegen der in den Ueberschwemmungssedimenten vorhandenen Porenwasserspannung, das Wasser zunächst nicht verdrängt werden kann und der Pfahl nach einer gewissen Zeit (nach Auspressung des Wassers, ca. 1 Woche) besser trägt. Ferner muss berücksichtigt werden, dass beim Rammen der Pfähle benachbarte bereits eingebrachte Pfähle sich heben können. Auf jeden Fall empfiehlt es sich bei diesen Verhältnissen einige Probepfählungen durchzuführen (In Absprache mit Pfahlfirma und Ingenieur).

Geschätzte Pfahllängen:

Pfähle müssten in die relativ hartgelagerten Linthschotter F, welche generell erst ab etwa 8-15 m unter Fundationsniveau auftreten, abgestellt bzw. eingebunden werden. Wegen der ausserordentlich unterschiedlichen Lagerungsdichte (vgl. R3) der fluviatilen Ablagerungen F ist eine verlässliche Prognose der einzelnen Pfahllängen nicht möglich. Auf Grund der Rammdiagramme **empfehlen wir mit Pfahllängen** für Injektionsrammpfähle oder andere Rammpfähle **von durchschnittlich ca. 18 m ab Fundationskote zu rechnen. Die Pfahlfuss-Grösse kann variiert werden (z.B. 20-30 cm).** Dadurch kann die Pfahllänge markant beeinflusst werden. Möglicherweise werden die Pfähle recht unterschiedlich lang, da hartgelagerte Kiesbänke auf unterschiedlichem Niveau angetroffen werden können.

Bohrpfähle würden auf jeden Fall länger (mindestens 30 %) und Probebelastungen sind unumgänglich. Zudem gibt es für **Bohrpfähle gemäss unserer Sondierungen keine gesicherte Basis zum Abstellen.** Aus diesem Grund empfehlen wir Injektionsrammpfähle, oder Fertigbeton-Pfähle.

Ferner ist zu beachten, dass die Ueberschwemmungssedimente mit torfigem Silt auch für Kranfundamente nicht tragfähig sind und Baukräne auf die Schotterschicht abgestellt werden sollten (Haus O (R6), Bereich S12, Haus D (R17)).

Flachfundation:

Die meisten Gebäudekörper kommen in die **speziell wenig (Fw) bis relativ wenig festgelagerten F Fluviatilen Ablagerungen** zu liegen.

Für eine Erstbelastung entspricht das M_E -Modul = 100 kg/cm² der Schicht F den durchschnittlichen Widerständen in den Rammdiagrammen 10 Schläge / 20 cm Eindringung (5 Schläge M_E -Modul = 50 kg/cm² der Schicht Fw etc.). **Das sind sehr schlechte Werte (vgl. Tabelle Bodenkennwerte).** Allerdings wurde durch die beiden Rotationskernbohrungen B1, B2 und die Baggersondierungen vom 26.03.2012 gezeigt, dass es sich bei den fluviatilen Ablagerung vorwiegend um kiesige und sandige Ablagerungen handelt. Diese Kiese und Sande wurden aber nicht turbulent eingeschwemmt, sondern **durch recht spezielle Ablagerungsbedingungen** locker bis sehr locker gelagert und sind für eine **Erstbelastung entsprechend auch tatsächlich setzungsempfindlich und**

deshalb für die erwarteten Lasten nicht tragfähig.

Für eine **Verbesserung bietet sich auf dem Areal für die Bereich mit Fundationsniveau in den Fluviatilen Ablagerungen F** (eventuell Fw) (*alle Bereiche ausgenommen: Haus O (R6), Bereich S12, Haus D (R17), eventuell Haus A (R9)*) eine **Rütteldruckverdichtung*** an (Verbesserung bis 8 m unter Fundationsniveau, Radius 5 m?).

Mit dem **Rütteldruckverfahren*** werden grob körnige Böden in sich selbst verdichtet. Beim **Rüttelstopfverfahren** werden in gemischt- und feinkörnigen, nicht verdichtungsfähigen Böden lastabtragende Säulen aus Kies oder Schotter eingebaut (Evaluation zusammen mit Ingenieur und Unternehmern).

c) Baugrubenabschluss

Auf Grund der Sondierungen schwierig abzuschätzen ist die Menge des Wasserandranges. Wir gehen auf Grund der **geringen Durchlässigkeit innerhalb der Deckschicht** von einem relativ geringen Wasserandrang aus. **Dagegen wird der Wasserandrang in den kiesigen Schottern F relativ stark sein.**

Unterhalb des Wasserspiegels bleiben auch flache Böschungen nicht stabil (Geröllbetonvorlagen notwendig). Aus diesem Grund empfehlen wir Böschungen generell ca. 1 : 1 zu halten. Eine Sicherung der Baugruben besonders bei den auch schon bei Mittlerem Wasserstand markant ins Grundwasser zu liegen kommenden **Häusern Q, R und S ist empfehlenswert.** Für den **Hochwasser-Fall** (im Extremfall gemäss Gefahrenkarte bis 437.10 möglich!!) müsste eine Flutung der Baugrube ins Auge gefasst werden.

Die Massnahmen zur Wasserhaltung und die Baugrubensicherung muss im Einzelnen mit Ingenieur, Architekt und Geologe diskutiert werden.

d) Abbaubarkeit der Bodenschichten / Planum

Sämtliche Bodenschichten sind leicht abbaubar. Es ist zu beachten, dass die z.T. torfigen tonigen Silte (Bereich Haus O: R6) nicht ohne stabile Unterlage mit schweren Baumaschinen befahren werden können. Es muss ein ausreichend tragfähiges Planum für die Pfahlfundation erstellt werden.

e) Bemerkung betreffend Grundwasser-Wärme-Nutzung

Eine Wärmenutzung des Grundwassers in den produktiven Linthschottern ist gemäss den ausgeführten Rotationskernbohrungen B1 und B2 und der allgemeinen Situation gut denkbar. Im Bohrloch von B2 (3-Zoll Piezometer bis -2 m voll, -13 m geschlitzt, -14 m Schlamm sack) haben wir ein Pumpversuch während 2 Stunden mit **340 l/Min. mit konstanter Absenkung $\Delta h = 13$ cm** durchgeführt (=Durchlässigkeit: $k = 2.5 \times 10^{-3}$ m/s). Die Ergiebigkeit der Schotter ist gut. Für die ganze Ueberbauung sind vermutlich um 3000 l/Minute notwendig. Erfahrungsgemäss dürfte die Rückgabe des geförderten Wassers in diesem Gebiet erfahrungsgemäss schwieriger sein. Die Rückgabe sollte möglichst oberflächlich erfolgen. Dies dürfte in diesem Gebiet kaum möglich sein. Es müssen voraussichtlich auch Rückgabeburgen gebohrt werden.

Die notwendige Wassermenge muss vom Wärmetechniker berechnet werden. Entsprechende Probe-Rotationsbohrungen, welche bei genügender Pumpenleistung direkt als Etnahmebrunnen ausgebildet werden können, offerieren und begleitet wir gerne (Ablauf gemäss Merkblatt Beilage 5). Anschliessend muss mit Hilfe von direkt verwendbaren Bohrlöchern (mind. 8-Zoll Piezometer / 15-20 m) der Nachweis für Förderung und Rückversickerung z.Hd. der Fachstelle Gewässerschutz erbracht werden. **Es ist zu beachten, dass die Bohrungen im Bereich von später nicht befahrbaren Flächen liegen müssen.**

Zuständige Behörden:

Departement Bau und Umwelt
Abteilung Umweltschutz und Energie
Kirchstrasse 2
8750 Glarus

Telefon: 055 646 64 00
Fax: 055 646 64 58
umweltschutz@gl.ch

Olivier Scheurer
Leiter Fachstelle Gewässerschutz /
Dipl. Ing. ETH
Telefon: 055 646 64 62
olivier.scheurer@gl.ch

f) Einstufung Baugrundklasse betreffend Erdbeben

Baugrundklasse D (-C) (Schotter mit Sand wenig (D) bis normal (C) konsolidiert)

g) Nachweis der Beeinträchtigung der Durchflussmenge von Grundwasser durch den Baukörper und die vorgesehene Pfählung (s. Beilage 7, 2a-2c, Beilage 1).

Bedingungen:

Berechnung des Einflusses von Bauten im Grundwasser gemäss Beilage zum Merkblatt «Bauen im Grundwassergebiet»

In Anhang 4, Ziffer 2 der Gewässerschutzverordnung vom 28. Oktober 1998 ist festgehalten:

«Im Gewässerschutzbereich Au dürfen keine Anlagen erstellt werden, die unter dem mittleren Grundwasserspiegel liegen. Die Behörde kann Ausnahmen bewilligen, soweit die Durchflusskapazität des Grundwassers gegenüber dem unbeeinflussten Zustand um höchstens 10 Prozent vermindert wird.»

Hydrogeologische Situation

Im November:

Höchster Wasserspiegel (zustrom gelegen) 435.56 (PR3 21.11.2012)

Tiefster Wasserspiegel (abstrom gelegen):434.79 (PR1 20.11.2012)

Diese Wasserspiegel dürften einem **Mittlerer Wasserspiegel** entsprechen.

Unter einer stark tonigen Deckschicht bestehend aus Verlandungs- und Ueberschwemmungssedimenten von 0.50 m - 4.50 m haben wir in den beiden Rotationskernbohrungen B1, B2 bis mindestens in eine Tiefe von ca. 19 m unter Terrain gut durchlässige Schotter (gemäss Pumpversuch Durchlässigkeit: $k = 2.5 \times 10^{-3}$ m/s) nachgewiesen. Bei beiden Bohrungen haben wir von 19 m -20 m unter Terrain bindige Moränenablagerungen angetroffen. Vermutlich handelt es sich dabei aber nicht um den Stauer. Wir gehen davon aus, dass darunter wieder Grundwasserführende Ablagerungen folgen. Gemäss Rammsondierungen z.B. R3 haben wir Schotter bis über 26 m unter Terrain indirekt nachgewiesen.

1. Baukörper

Als Rahmenbedingung wird angenommen, dass sich die Bestimmung auf den Durchflussquerschnitt unterhalb des Bauwerkes bezieht. Im Grundsatz lassen sich zwei Fälle von Beeinflussungen des Grundwassers unterscheiden:

Fall 1 behandelt die **Wirkung horizontaler Baukörper** (z. B. Unterflurgaragen) im Grundwasser und Massnahmen zur Erhaltung der Durchflusskapazität. Es wird davon ausgegangen, dass der Untergrund unterhalb des Bauwerkes zumindest bis in die Tiefe des Stauers bekannt ist. Der rechnerische Ansatz erfolgt über die **Transmissivität** (Mächtigkeit mal Durchlässigkeit des Aquifers).

Kennwerte des Untergrundes:

Durchlässigkeitsbeiwert (Durchlässigkeitskoeffizient)	k in m/sec
benetzte Mächtigkeit des Aquifers	H in m
bei mittlerem Grundwasserstand	n – im Fall 1 konstant
Porosität	– im Fall 2 vernachlässigt
hydraulisches Gefälle	i Zahlenwert
Transmissivität ($H \cdot k$)	T in m ² /sec
T vor der Erstellung des Bauwerkes	$T1 = k1 \cdot H1$
T nach Erstellung des Bauwerkes	$T2 = k1 \cdot H2$
	$H2 = H1 - \text{Tiefe des Bauwerkes im Grundwasser}$

Fall 1a

$$T2 \geq 0.9 \cdot T1:$$

die Bestimmung der GSchV ist erfüllt,
es sind keine Massnahmen erforderlich
($H2 \geq 0.9 \cdot H1$).

Ungünstigster Fall zustrom gelegenes Haus S

OK FB 434.50 UK Magerbeton 434.20 (s. Schnitt D Beilage 7, Beilage 2c)

mittlerer Wasserspiegel 435.56 (Annahme gemäss Untersuchung)

Deckschicht: k_0 vermutlich = 1.0×10^{-5} m/s,

Aquifer: $k_1 = 2.5 \times 10^{-3}$ m/s (**Versuch**)

Stauer liegt mindestens tiefer als 418.10

$$H1 = 435.56 - 418.10 = 17.46 \text{ m}$$

$$H2 = 434.20 - 418.10 = 16.10 \text{ m}$$

Ungünstigste Annahme Deckschicht k wie Aquifer $k = 2.5 \times 10^{-3}$ m/s:

$T1 \ 2.5 \times 10^{-3} \text{ m/s} \times 17.46 \text{ m} = 0.0437$, $T2 \ 2.5 \times 10^{-3} \text{ m/s} \times 16.10 \text{ m} = \mathbf{0.0403}$

$T2 > 0.9 \times T1 \quad 0.0403 > = 0.9 \times 0.437 > = 0.39$

$T2 > = 0.9 \cdot T1$:

die Bestimmung der GSchV ist erfüllt,
es sind keine Massnahmen erforderlich
($H2 > = 0.9 \cdot H1$).

Da die Deckschicht aber stark tonig ist gilt für eine genauere Berechnung:

$T1a = k1a \times H1$ bis UK Deckschicht (434.28)

$T1a = 2.5 \times 10^{-3} \text{ m/s} \times (434.28 - 418.10) = 0.040$

$T1b = k1a \times H1$ innerhalb Deckschicht bis zum mittleren Wasserspiegel (435.56)

$T1b = 1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s} \times (435.56 - 434.28) = 0.000128$

$T1a + T1b = 0.040$

$T2$ wie oben bis UK Magerbeton im Aquifer

$T2 > = 0.9 \times (T1a + T1b)$

$0.0403 > = 0.9 \times T1a + T1b > = \mathbf{0.36}$, d.h. **effektiv noch besser erfüllt**

die Bestimmung der GSchV ist erfüllt,
es sind keine Massnahmen erforderlich

Die restlichen Bauwerke liegen wesentlich höher (s. Beilage 2a-2c, Beilage 7) und verdrängen kaum durchlässige Schichten, somit entfallen Ersatzmassnahmen bei diesen ohnehin.

2. Pfahlgründung

Der rechnerische Ansatz erfolgt nicht über die Transmissivität, sondern über die **durchströmte Fläche** (quer zur Strömungsrichtung):

Durchfluss $Q = k \cdot F \cdot i$

k: Durchlässigkeitsbeiwert in m/sec;

F: durchflossene Fläche (Mächtigkeit des Aquifers mal interessierende Breite)

i: hydraulisches Gefälle (Gradient)

Als einfachster Ansatz kann die Einbusse an durchströmter Fläche durch eine Pfählung betrachtet werden:

durchflossene Breite $B = \dots$ m, Pfahlquerschnitt Beton-Rammpfähle z.B. 0.30×0.30 m, Pfahllänge \dots m davon ab Fundationsniveau

a) \dots m in den Verlandungssedimenten und b) \dots m in den Schottern:

- a) Mächtigkeit Aquifer $H = \dots$ m
Durchlässigkeitsbeiwert $k = 0.00001$ m/sec (Annahme)
- b) Mächtigkeit Aquifer $H = \dots$ m
Durchlässigkeitsbeiwert $k = 0.0025$ m/sec (Gemäss Pumpversuch in B2)

hydraulisches Gefälle $i = 0.0035$

(Gemäss Karte $i = 0.004$, Gemäss Untersuchung $i = 0.003$ "Muusli" Näfels)

a) Durchfluss = $\dots\dots\dots$ m³/sec = $\dots\dots$ Liter/min

b) Durchfluss = $\dots\dots\dots$ m³/sec = $\dots\dots$ Liter/min

Durch keine Pfahlreihe quer zur Grundwasserfliessrichtung (Annahme: Grundwasserfliessrichtung orthogonal zur Breite des Baukörpers) **dürfen mehr als 10 % der Fläche verstellt werden.**

☞ ... Beim Vorliegen eines Pfahlplanes werden wir prüfen ob die geforderten Vorgaben erfüllt sind.

☞ Die bautechnischen Massnahmen im einzelnen (Entwässerung, Foundation, Baugrubensicherung etc.), müssen zusammen mit dem Architekt, dem Ingenieur und dem Geologen diskutiert werden. Rüttelverdichtung: Evaluation zusammen mit Ingenieur und Unternehmern. Die definitiven Lösungen werden vom Ingenieur in Absprache mit dem Geologen erarbeitet.

Wir empfehlen Wasserspiegelmessungen und Temperaturmessungen des Grundwassers nach extremen Wetter-Perioden (Regenfälle, große Kälte)

Ferner sollte die offene Baugrube vom Geologen begutachtet und die Baugrundverbesserung vom Geologen begleitet werden.

Zürich, den 08.12.2012

Christian Huber

☞ Tabelle weitere Wasserspiegelbeobachtungen s. nächste Seite

