

*WOHNÜBERBAUUNG DORMENSTRASSE, PARZ. 1640 IN HORW*

**GEOTECHNISCHES GUTACHTEN  
(STUFE VORPROJEKT)**

**Baugrundverhältnisse, Foundation und  
Baugrubenabschluss**

<b>Objekt</b>	Wohnüberbauung Dormenstrasse, Parz. 1640 in Horw		
<b>Auftraggeber</b>	Bernhard und Iris Schürmann, Hehlstrasse 40, 8135 Langnau		
<b>Architekt</b>	Galliker und Riva Architekten AG, Gibraltarstrasse 23a, 6003 Luzern		
<b>Koordinaten</b>	2'666'672 / 1'207'316	<b>Auftragsnummer</b>	24 6502
<b>Ort, Datum</b>	Luzern, 22. Mai 2024 EL/FG/ME/BK/el/fg		

*Inhaltsverzeichnis*

<b>1</b>	<b>Einleitung und Auftrag .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Verwendete Unterlagen .....</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>Baugrundsondierungen .....</b>	<b>3</b>
	3.1 Baggersondierungen.....	3
<b>4</b>	<b>Geologischer und hydrogeologischer Überblick.....</b>	<b>3</b>
	4.1 Einleitung .....	3
	4.2 Lockergesteine.....	3
	4.3 Felsen .....	5
	4.3.1 Allgemeines .....	5
	4.3.2 Felsoberfläche .....	5
	4.3.3 Verwitterungszone des Felsen.....	5
<b>5</b>	<b>Hinweise zur Belastungssituation.....</b>	<b>6</b>
<b>6</b>	<b>Hydrogeologische Verhältnisse .....</b>	<b>7</b>
	6.1 Hydrogeologische Begebenheiten .....	7
	6.2 Gewässerschutz.....	8
	6.3 Bautechnische Relevante Folgerungen .....	8
	6.3.1 Bauzustand.....	8
	6.3.2 Nutzungszustand .....	9
<b>7</b>	<b>Naturgefahren .....</b>	<b>10</b>
	7.1 Rutsch- und Wasserprozesse .....	10
	7.2 Oberflächenabfluss .....	11
	7.3 Erdbebensicherheit .....	12
<b>8</b>	<b>Archäologische Fundstellen.....</b>	<b>12</b>
<b>9</b>	<b>Baugrundmodell mit geotechnischen Kennwerten .....</b>	<b>13</b>
<b>10</b>	<b>Geotechnische Folgerungen.....</b>	<b>14</b>
	10.1 Geotechnische Erschwernisse / Risiken.....	14
	10.2 Foundation .....	16
	10.2.1 Allgemeine Hinweise.....	16
	10.2.2 Flachfundation mit Materialersatz .....	17
	10.2.3 Betontatzen.....	18
	10.2.4 Tiefenfundation .....	19

10.3	Ausbildung von Baugruben .....	20
10.3.1	Allgemeine Hinweise.....	20
10.3.2	Freie Böschungen .....	22
10.3.3	Temporäre Systemverankerung .....	22
10.3.4	Rühl- / Bohrpfahlwand .....	25
10.4	Permanente Geländegestaltung im Lockergestein .....	25
10.5	Abbaubarkeit des Aushubmaterials .....	26
10.6	Wiederverwendung des Aushubmaterials .....	27
<b>11</b>	<b>Geothermische Wärmegewinnung .....</b>	<b>27</b>
<b>12</b>	<b>Meteorwasserversickerung.....</b>	<b>28</b>
<b>13</b>	<b>Empfehlungen für Ergänzende, objektspezifische Baugrundsondierungen .....</b>	<b>29</b>
<b>14</b>	<b>Empfehlungen für Überwachungsmassnahmen der Umgebung während der Tiefbauarbeiten .....</b>	<b>29</b>

### *Anhang*

Anhang 1	Standorte der Baugrundsondierungen, Situation 1:500.
Anhang 2	Geologische Profile 1:500 / 500.
Anhang 3	Profile der Baggersondierungen BS24-1 bis BS24-6, 1:50.

### Hinweise zum Urheberrecht:

Das Urheberrecht des vorliegenden Gutachtens ist gemäss SIA 118 Art. 24 geschützt. Der vorliegende Bericht darf vom Empfänger nur im Rahmen des Vertrages verwendet werden; er darf diesen weder für eigene Zwecke weiter verwenden noch an unberechtigte Dritte zur Verwendung weitergeben; auch hat er dafür zu sorgen, dass die Unterlagen Dritten nicht zugänglich sind. Ohne unsere schriftliche Zustimmung sind Veröffentlichungen im Internet untersagt, auch von Auszügen, einzelnen Figuren oder Profilen.

## 1 EINLEITUNG UND AUFTRAG

Auf Parz. 1640 (GB Horw) innerhalb der untersten Haarnadelkurve der Dormenstrasse ist in Hanglage ein Mehrfamilienhaus sowie angrenzend ein Einfamilienhaus geplant. Die Grundrissabmessungen des derzeit unbebauten Projektperimeters betragen ca. 50 m x 25/10 m. Gemäss den uns vorliegenden Planunterlagen (Stufe Machbarkeitsstudie) besitzen die Neubauten zwei Untergeschosse, ein Erdgeschoss und das Mehrfamilienhaus zusätzlich ein Obergeschoss. Die erdberührten Geschosse binden hangseitig ca. 8 m bis 11 m und talseitig ca. 1 m bis ca. 3 m unter die heutige Geländeoberkante ein.

Bauteil	Kote [m ü. M.]
Geländeoberkante	ca. 449.0÷450.5 (hangseits), ca. 441.0÷443.0 (talseitig)
UK Bodenplatte	ca. 439.36

**Tab. 1** Wichtige Projekt-Koten  
(GALLIKER UND RIVA ARCHITEKTEN  
AG, 2024)

Von der Galliker und Riva Architekten AG in Luzern erhielten wir im Namen der Bauherrschaft den Auftrag, den Baugrund mittels Baggersondierschlitzten zu erkunden und die lokalen geologisch-geotechnischen Verhältnisse an Hand der neu ausgeführten und vorhandenen Baugrundsondierungen in der näheren Umgebung sowie unserer Erfahrung zu beschreiben. Die Ziele des vorliegenden Gutachtens auf *Stufe Vorprojekt* sind:

- Beschrieb der lokalen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse.
- Hinweise zur Belastungssituation.
- Angaben über Naturgefahren (Rutsch- und Wasserprozesse, Baugrundklasse für Erdbebenbemessung).
- Baugrundmodell mit Abschätzung der geotechnischen Kennwerte.
- Aufzeigen geotechnischer Risiken.
- Angaben zur Foundation und zur Ausbildung der Baugrube mit Wasserhaltung und Abbaubarkeit des Aushubmaterials.
- Angaben zur Meteorwasserversickerung oder Retention.
- Aufzeigen Möglichkeiten für geothermische Wärmenutzung.
- Beurteilung des Kenntnisstands und bei Bedarf Vorschlag für ergänzende, objektspezifische Baugrundsondierungen.
- Empfehlungen für die Überwachung der Umgebung während der Bauzeit.

## 2 VERWENDETE UNTERLAGEN

### *Plangrundlagen*

GALLIKER UND RIVA ARCHITEKTEN AG (2024): Planunterlagen Machbarkeitsstudie 31.3.1 / 31.13.1), datiert 05.01.2024 / 05.04.2024.

### *Geologie / Hydrogeologie*

KANTON LUZERN, RAWI (2024): Grundbuchplan, Gewässerschutzkarte, Gefahrenkarten, Oberflächenabfluss, Kataster der belasteten Standorte, Baugrundklassen, Archäologische Fundstellen. <https://geoportal.lu.ch/karten>; Zugriff Mai 2024.

KELLER+LORENZ AG: Diverse Gutachten, Sondierungen und Grundwasserspiegel-Messungen aus dem Archiv.

### *Gesetzliche Grundlagen und Richtlinien:*

BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE: Massgebende, aktuelle Richtlinien und Wegleitungen des BWG.

EGLI (2005): Wegleitung Objektschutz gegen gravitative Naturgefahren. Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen (Hrsg.), Bern, 2005

EGLI (2007): Wegleitung Objektschutz gegen meteorologische Naturgefahren. Vereinigung Kantonalen Feuerversicherungen (Hrsg.), Bern, 2007.

GEWÄSSERSCHUTZGESETZ vom 1. Januar 1991 (GSchG, SR814.20).

GEWÄSSERSCHUTZVERORDNUNG vom 28. Oktober 1998 (GSchV, SR814.201).

KANTON LUZERN, UWE (2020): Merkblatt Versickerung - Versickerung von Regenwasser im Liegenschaftsbereich, datiert Juni 2020.

INNERSCHWEIZER UMWELTSCHUTZDIREKTIONEN (2001): Entwässerung von Baustellen. Merkblatt (Ausgabe Februar 2001).

SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTENVEREIN: Massgebende, aktuelle SIA-Normen (u.a. 260, 261, 261/1, 267, 318, 431).

UMWELT ZENTRALSCHWEIZ (2024): Bauten im Grundwasser, Berechnungsgrundlagen. Merkblatt (Ausgabe Januar 2024).

VERBAND SCHWEIZER ABWASSER- UND GEWÄSSERSCHUTZFACHLEUTE, VSA (2019): Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter – Gesamtpaket, Richtlinie.

VERORDNUNG ÜBER DIE SICHERHEIT UND DEN GESUNDHEITSSCHUTZ DER ARBEITNEHMERINNEN UND ARBEITER BEI BAUARBEITEN (2022): Bauarbeitenverordnung, BauAV, Nr. 832.311.141, datiert 01.01.2022.

## 3 BAUGRUNDSONDIERUNGEN

### 3.1 BAGGERSONDIERUNGEN

Zur direkten Erkundung des oberflächennahen Baugrundes wurden am 28.02.2024 auf der Bauparzelle insgesamt **6 Bagger Sondierschlitze** (BS24-1 bis BS24-6) auf Tiefen zwischen ca. 4.2 m (BS24-3) und 2.7 m (BS24-6) unter die bestehende Geländeoberkante ausgehoben. Die Sondierungen wurden mit einem Schreitbagger mit einem Gewicht von 14 t und einem Schürfkübel von 80 cm Breite mit 5 Reisszähnen vorgenommen. Die Endtiefe der Sondagen war bedingt durch das Nachbrechen der Schlitzwände oder durch die zunehmende Härte des Untergrunds.

Die Sondierarbeiten wurden durch unser Büro begleitet und die aufgeschlossenen Lockergesteinsschichten protokolliert. Die Standorte der Baugrundsondierungen sind im Anhang 1 dargestellt. Die Schichtprofile finden sich in Anhang 3.

## 4 GEOLOGISCHER UND HYDROGEOLOGISCHER ÜBERBLICK

### 4.1 EINLEITUNG

Die Bauparzelle liegt auf der westlichen Seite der Horwer Halbinsel und in Hanglage. Der Untergrund ist durch den Felsen der Unteren Süsswassermolasse (USM) geprägt. Der Felsen fällt Richtung SSE hin ab und wird durch unterschiedlich mächtige Hang- und Moränenablagerungen bedeckt. Aufgrund der Lage in einer Geländesenke ist im Projektperimeter mit **keilförmig asymmetrischen** Baugrundverhältnissen zu rechnen. Gemäss heutiger Kenntniss befindet sich der Bauperimeter im nordwestlichen Teil einer durch Lockergesteine maskierten, von SW nach NE verlaufenden Felsmulde.

### 4.2 LOCKERGESTEINE

Die örtlichen Baugrundverhältnisse lassen sich auf Grund der neu ausgeführten Bagger Sondierungen sowie unserer Erfahrungen von umliegenden Objekten wie folgt beschreiben:

- Unterhalb der heutigen Geländeoberkante stehen im Projektareal örtlich heterogen gelagerte, unterschiedlich mächtige **künstliche Auffüllungen** an, die sich aus unterschiedlich siltigen Kies-Sand-Gemischen mit variablem Anteil an Steinen, Blöcken, evtl. organischen Beimengungen und Fremdstoffen (BS24-1: vereinzelt Beton und Ziegelbruch) zusammensetzen. Im Bereich von Geländeanpassungen entlang der Dornenstrasse, entlang der Stützmauer (BS24-2: Wiederauffüllung) oder Werkleitungen

kann die Mächtigkeit bis zu wenigen Metern betragen. Ein Eintrag im Kataster der belasteten Standorte liegt im Bereich des Bauvorhabens nicht vor (Kap. 5).

- Darunter oder direkt unterhalb der bestehenden Geländeoberfläche folgen sehr locker bis locker, teilweise mitteldicht gelagerte, *setzungs- und in steiler Hanglage kriech- und rutschempfindliche Hangsedimente / Hangschutt* aus Umlagerungsprodukten von Moränenablagerungen und des Felsens. Diese bestehen aus unterschiedlich siltigem Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen, Blöcken und organischen Beimengungen. Diese reichen auf ca. 1 m bis ca. 3 m (vgl. Anhang 3) unter die heutige Geländeoberkante. Talwärts und nach SE gegen die Mulde hin kann die Mächtigkeit dieser Lockergesteine bis >5 m betragen.
- Darunter folgen dicht bis sehr dicht, lokal mitteldicht und tw. an der verwitterten Oberfläche locker gelagerte **Moränenablagerungen** aus vorwiegend unterschiedlich siltigem Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken. Diese stehen im NW bereits wenige Meter unterhalb der heutigen Geländeoberkante an (vgl. Anhang 2) und tauchen gegen SE zur Muldenachse (Kap. 4.1) ab. Die Moränenablagerungen sind vorwiegend matrixgestützte Diamiktite<sup>1</sup>, d.h. die geotechnischen Eigenschaften dieser Lockergesteine werden durch die fein- bis mittelkörnigen Bestandteile bestimmt. In den Moränenablagerungen ist mit vereinzelt, zuweilen auch nestartig angehäuften, sehr harten Findlingsblöcken von bis über 1 m Durchmesser zu rechnen. Die unregelmäßige Oberfläche mit kleinräumiger, kaum prognostizierbarer Reliefamplitude von bis ca. ± 2 m stellt aus fundationstechnischer Sicht eine bedeutsame Schichtgrenze dar (Kap. 13).

Bedeutsam hinsichtlich der Baugrubenstabilität sind innerhalb der Moränenablagerungen möglicherweise vorhandene, glatte und *tonige Rutschharnische aus glazialen Scherflächen* oder locker gelagerte, bei schichtweisem Hangwasservorkommen zuweilen grundbruchempfindliche Zwischenschichten aus locker gelagertem, fast sauberem bis leicht siltigem Sand mit tw. Kies.

Zudem sind die Moränenablagerungen basal, oberhalb der kluftwasserführenden, verwitterten Felsoberfläche häufig stark verwittert, aufgeweicht und verlehmt und können ebenfalls potentielle Gleitflächen für Böschungsinstabilitäten darstellen. Dies gilt es insbesondere für die Konzeption und Ausführung der hangseitigen Baugrube bei Felshochlage angemessen zu berücksichtigen (Kap. 10.3)

- Unterlagert werden die Lockergesteine vom **Felsen der Unteren Süswassermolasse** (Kap. 4.3).

---

<sup>1</sup> Diamiktit      Unsortiertes oder schlecht sortiertes Korngemisch Kies-Sand-Silt/Ton, meist als Kies in einer Schlammmatrix aus stark tonig/siltigem Sand.

## 4.3 FELSEN

### 4.3.1 Allgemeines

Die Bauparzelle befindet sich aus geologischer Sicht in der **Unteren Süsswassermolasse (USM)**. Die Schichten fallen mit ca. 50° bis ca. 60° nach SSE hin ein. Die Gesteinsabfolge der Unteren Süsswassermolasse besteht generell aus einer Wechsellagerung von bis mehreren Meter mächtigen Sandsteinen (dünnplattig bis dickbankig) mit Konglomerat-Schnüren und -Bänken (tw. bis ca. 2 m) einerseits sowie bankigen Wechselfolgen aus schiefrigen Silt- und Schlammsteinen mit dünneren Sandstein-Bänken andererseits.

### 4.3.2 Felsoberfläche

Mit der Baggersondierungen wurde die Felsoberfläche bis zu den erreichten, maximalen Sondiertiefen zwischen 2.7 m (BS24-6) und 4.2 m (BS24-3) nicht aufgeschlossen. Die Felsoberfläche liegt vermutlich im SW in einer Tiefe von einige Metern und taucht gegen S und SE zur Muldenachse (Kap. 4.1) hin > 10 m unterhalb die bestehende Geländeoberkante ab. Somit kann im tiefsten hangseitigen und im NW des Baugrubenbereichs der Felsen bereits anstehen. Für gesicherte Angaben über die Felsoberfläche und auch hinsichtlich der Festlegung der massgebenden Baugrundklasse (Kap. 7.3) bietet sich die Ausführung von Sondierbohrungen an (Kap. 13).

In Folge der subglazialen Schmelzwassererosion in der Wechsellagerung harter und weicher Gesteine kann die Felsoberfläche ein lebhaftes kleinräumiges Relief mit Amplituden von ca. ± 2 m aufweisen. Das heisst, dass besonders verwitterungsanfällige Schlamm- und Siltsteinabfolgen herausgerodiert sind, die in der Felsoberfläche seichte Talfurchen und Senken abbilden.

### 4.3.3 Verwitterungszone des Felsen

Die oberflächennahe Verwitterungszone des Felsen ist in Sandsteinen und Konglomeraten („Nagelfluh“) je nach Klüftung ca. 2 bis 4 m, in Silt- und Schlammsteinen ca. 5 bis 10 m sowie entlang von Klüften bis mehrere Dekameter mächtig und zeigt eine gegen die Felsoberfläche hin zunehmende **Entfestigung des Gesteinsverbandes**. Oberflächennah haben insbesondere die Silt- und Schlammsteine oft lockergesteinsähnliche Eigenschaften, aber auch die Konglomerate können an der Felsoberfläche teilweise zu Kies zerfallen. Die Verwitterungszone mit den entfestigten Gesteinen ist sehr unregelmässig und ist gekennzeichnet durch:

- Verwitterungs- und Entlastungsklüftung, Klüfte mehrheitlich parallel und senkrecht zur Geländeoberfläche. Klüfte tw. verlehmt und gleitfähig, orthogonales vertikales Klufsystem meist offen und wasserführend. In Nachbarschaft zu tonig-siltigen Gesteinen sind die Klüfte meist mit Klufflehm verfüllt, wodurch zusätzlich die Scherfestigkeit

herabgesetzt wird. Offene Klüfte dagegen verleihen der Verwitterungszone in Sandsteinen oft lockergesteinsähnliche Durchlässigkeiten, so dass diese als Kluftwasserleiter wirken.

- Verwitterung poröser Sandsteine und der Sandsteinmatrix in den Konglomeraten („Nagelfluh“), so dass diese mürbe sind. Einzelne Bänke (sog. Knauer) können erfahrungsgemäss auch innerhalb der Verwitterungszone gut zementiert und von höherer Gesteinsfestigkeit sein. In frischem Zustand unterhalb der Verwitterungszone sind die quarzreichen Sandsteine generell gut zementiert und sehr hart. Es ist möglich, dass im tiefsten hangseitigen Aushubbereich im Bereich von Sandsteinrippen der Felsen bereits wenig unterhalb der Felsoberfläche schwer abbaubar sein kann.
- Verlehmung und Entfestigung der Silt- und Schlammsteine – in diesen Gesteinen greift die Verwitterungszone des Felsen insbesondere entlang von Klüften und an der Basis durchlässiger Sandsteine tiefer unter die Felsoberfläche hinab.
- Erhöhte Wasserzirkulation mit generell eher geringen Wasseraustritten. Diese verursachen stabilitätsreduzierende Porenwasserspannungen.

Insgesamt umreissen die in der Verwitterungszone des Felsen meist verlehmteten Trennflächen plattige, kubische bis prismatische Kluftkörper unterschiedlichster Grösse, die bei unachtsamem Vorgehen in freien temporären oder permanenten Felsböschungen bei Porenwasserdruck leicht ausbrechen können.

## 5 HINWEISE ZUR BELASTUNGSSITUATION

Die Bauparzelle hat keinen Eintrag im Kataster der belasteten Standorte (KbS) des Kantons Luzern (KANTON LUZERN, RAWI, 2024). Trotzdem müssen folgende Hinweise und gesetzlichen Vorgaben beachtet werden:

- Unterhalb der bestehenden Geländeoberkante sind örtlich unterschiedlich mächtige künstliche Auffüllungen, die geringe Mengen (<1%) an Fremdstoffen wie z.B. Ziegel- und Betonbruch enthalten, vorhanden (BS24-1).
- Erfahrungsgemäss können gewisse Kubaturen innerhalb der künstlichen Auffüllungen aufgrund ihres Fremdstoffanteils als schwach verschmutzter (VVEA Typ Bv; mineralische Fremdstoffanteile bis maximal 5 %) bis wenig verschmutzter Aushub (VVEA Typ B) anfallen. Höher belastete Bereiche (Reaktormaterial, Sonderabfall) mit chemischen Belastungen sind eher unwahrscheinlich, können aber nie gänzlich ausgeschlossen werden.
- Unabhängig eines Eintrags in den Kataster der belasteten Standorte (KbS) wird gemäss aktueller Vollzugspraxis der Dienststelle Umwelt und Energie (uwe) ab Kubaturen von ca. 100 m<sup>3</sup> belastetem Aushub eine Aushubbegleitung verlangt. Ab Kubaturen von ca.

300 m<sup>3</sup> belastetem Aushub wird zusätzlich zu einer Aushubbegleitung ein Aushub- und Entsorgungskonzept (AEK) gefordert.

- Sauberes und verschmutztes Aushubmaterial ist gemäss den Vorgaben des BAFU (2021) und der VVEA<sup>2</sup> zu verwerten. Organoleptisch<sup>3</sup> auffälliges Material ist im Rahmen der Aushubbegleitung durch einen Altlastenspezialisten anhand chemischer Analysen von zwischengelagerten Chargenproben nach VVEA zu klassieren.

## 6 HYDROGEOLOGISCHE VERHÄLTNISSE

### 6.1 HYDROGEOLOGISCHE BEGEBENHEITEN

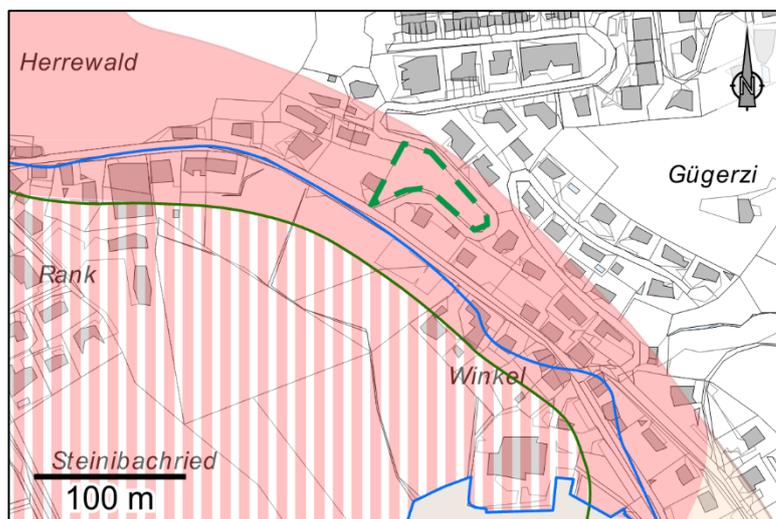
- Letzte ergiebige Niederschläge fanden ca. 1 Woche vor den Sondagen statt. Wassereintritte konnten in den offenen Baggersondierungen nicht festgestellt werden, jedoch stellenweise feuchte bis nassen Stellen (vgl. Anhang 3).
- Insbesondere nach anhaltenden und/oder starken Niederschlägen ist mit einem **lokalen Hang- oder Kluftwasservorkommen** mit einem bautechnisch bedeutsamen Wasseranfall mit episodischen Druckflächen bis in den Bereich der bestehenden Geländeoberkante zu rechnen. Die Wasserzirkulation findet in besser durchlässigen Lockergesteinen sowie in der Verwitterungszone des Felsen statt, die auch im hangseitigen, tiefsten Aushubbereich angefahren werden könnten. Hang- oder Kluftwasser tritt dabei sowohl diffus als auch schicht- oder punktförmig aus.
- Auf Grund der schichtweise unterschiedlichen Durchlässigkeiten sind in dieser topographischen Lage in tiefen Baugrubenbereichen lokal auch gespannte Hang- oder Kluftwasserverhältnisse möglich, die kurzzeitig gar artesisch gespannt sein können.
- Wegen dem zufälligen Auftreten der wasserführenden Zonen ist eine exakte Prognose nicht möglich, und grössere Bereiche können in der Bauphase durchaus frei von Wasserzutritten sein.
- Für genaue Angaben über die örtlichen Hang- oder Kluftwasserverhältnisse sind bei Bedarf neue gebohrte Piezometer über einen möglichst langen Zeitraum und insbesondere während extremer Witterungsverhältnisse kontinuierlich zu messen (Kap. 13).

---

<sup>2</sup> VVEA: Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen.  
<sup>3</sup> organoleptisch: Hilfsmittelfreie Bewertung von Geruch und Aussehen.

## 6.2 GEWÄSSERSCHUTZ

Gemäss der Gewässerschutzkarte des Kantons Luzern liegt der Projektbereich vollumfänglich im **Gewässerschutzbereich A<sub>u</sub>**, jedoch ausserhalb der Berandungen der Grundwasservorkommen.



**Abb. 1** Ausschnitt aus der Gewässerschutzkarte mit Isohypsen der Grundwasseroberfläche. Kartengrundlage © KANTON LUZERN, RAWI (2024). Massstab 1:5'000. Rot: Gewässerschutzbereich A<sub>u</sub> (rot schraffiert: bezieht sich nur auf unteres Grundwasser-Stockwerk); nördlicher roter Bereich (oberhalb blauer Linie): Randgebiet. Blaue Linie: Grundwasserberandung. Grün gestrichelt: Lage des Neubaus.

Grundsätzlich dürfen im Gewässerschutzbereich A<sub>u</sub> keine Anlagen erstellt werden, die unter die mittlere Grundwasserdruckfläche reichen. Weil das Projektgebiet deutlich ausserhalb der Berandungen und lediglich im Randgebiet liegt, ist die Erforderlichkeit einer gewässerschutzrechtlichen Bewilligung u.E. fraglich und ist frühzeitig mit der zuständigen Dienststelle Umwelt und Energie (uwe) abzuklären.

## 6.3 BAUTECHNISCHE RELEVANTE FOLGERUNGEN

### 6.3.1 Bauzustand

- Während starker und/oder langanhaltender Niederschläge sind in Folge von Wassersättigung und in Hanglage hohen hydraulischen Druckdifferenzen episodisch erhöhte Porenwasserdrücke zu erwarten (Kap. 4.2, Kap. 6.1). Die daraus folgenden Erschwernisse sind vor allem in der **Stabilitätsverminderung bei freien Baugrubenböschungen oder durch Zusatzbelastungen** zu suchen. Grundsätzlich sind Baugrubensicherungen wie Gunitüberzüge oder Stützmauern bei entsprechender Höhe oder Planum für Schüttungen zu dränieren und vorgängig zu entwässern, um destabilisierende Porenwasser Spannungen abzubauen. Punktförmige Quellaustritte sind zu fassen und kontrolliert abzuleiten.
- Wasseraustritte aus Böschungen oder eine Wassersättigung führen rasch zu Ausschwemmungen oder Bodenverflüssigungen der sandig-siltigen Lockergesteine, so

dass diese gerne abrutschen. Diesem Problem kann durch Fassung allfälliger Wasseraustritte und bei Bedarf durch Sickerbetonverstärkungen begegnet werden.

- Die anstehenden Lockergesteine sind auch über der Hangwasserdruckfläche **wasserempfindlich**, neigen zu Verschlammung und lassen sich lediglich erschwert entwässern. Es sind Erschwernisse für den Aushub, Transport und die Entsorgung von teilweise wassergesättigten Lockergesteinen auf die Deponie des Unternehmers einzurechnen.
- Im Weiteren muss konzentriert anfallendes Oberflächenwasser (z.B. aus bestehenden Sickerleitungen, oder Oberflächenabfluss gemäss Kap. 7.2, etc.) oberhalb von Böschungsanschnitten durch Ableitungen in Sickergräben von den Böschungen ferngehalten werden.
- Wasserhaltungsmassnahmen und Aushubetappen der Sicherungsmassnahmen sind während der Aushubarbeiten jeweils den vorgefundenen hydrogeologischen Verhältnissen anzupassen, was eine Beobachtung durch die Bauleitung bedingt. Die in der Baugrube anfallende Wassermenge wird allgemein gering sein oder evtl. bis wenige Dekaliter pro Minute nach starken Niederschlägen betragen. Es ist zu beachten, dass der Projektperimeter sich in einer leichten Muldenlage befindet (Kap. 4.1). Hier ist mit präferenziellen Fliesspfaden in den Lockergesteinen und in Kluftwasserleitern zu rechnen, deren Einzugsgebiete sich relativ weit bergwärts erstrecken können. Somit wird die Senke über eine grosse Fläche eingespeist, so dass der Wasseranfall auch bei Trockenzeiten teilweise nie ganz versiegt.
- Die erforderlichen Wasserhaltungsmassnahmen werden sich demnach vorwiegend nach der anfallenden Niederschlagsmenge richten und mit genügend tiefen Entwässerungsgräben und Pumpensämpfen machbar sein. Eine Einleitung der Pumpwassermengen in die Meteor- oder Schmutzwasser-Leitung ist vorgängig mit den entsprechenden Behörden abzuklären und die Einleitbedingungen gemäss der Gewässerschutzverordnung (GSchV) sind einzuhalten. Weiter gilt die Norm SIA:431(2022) Entwässerung von Baustellen.
- Beim Erreichen der Aushubsohle ist die Wasserempfindlichkeit der verwitterungsanfälligen Lockergesteine und bei allfälliger Felshochlage der Silt- und Schlammsteine zu berücksichtigen, die häufig potentielle Versagenshorizonte darstellen. Ebenso sei auf mögliche Versagenshorizonte innerhalb der Moränenablagerungen hingewiesen (Kap. 4.2). Daher ist der Endaushub bei trockener Witterung und entwässerter Aushubsohle auszuführen.

### 6.3.2 Nutzungszustand

- Im Hinterfüllungsbereich zwischen dem Baugrubenabschluss in gering durchlässigen Lockergesteinen und dem Bauwerk muss damit gerechnet werden, dass sich künftig **Sicker-, Hang- oder Kluftwasser** ansammelt und so ohne geeignete

Gegenmassnahmen örtlich ein gesättigter Zustand erzeugt wird. Die baulichen Konsequenzen in Bezug auf die Wasserdichtigkeit und für eine genügende Steifigkeit und Tragsicherheit der erdberührten Bauteile (z.B. Berücksichtigung der Auftriebskräfte) sind vom Ingenieur darzulegen, wobei für die massgebende Druckfläche im Hochwasserfall und ohne dauerhaft wirksame Drainage- oder Entlastungsmassnahmen ungefähr die ursprüngliche Geländeoberkante angenommen werden sollte.

- Um mögliche Porenwasserdrücke unterhalb der Bodenplatte bis zur Höhe von Entlastungsmassnahmen abbauen zu können sowie um anfallendes Hang- oder Kluftwasser möglichst wieder dem Untergrund zurückzuführen, empfiehlt es sich, durchlässige Sickergräben (Anordnung parallel zu Höhenlinien) oder einen flächigen Sickerteppich anzuordnen. Das natürlich im Untergrund zirkulierende, nicht versickerbare **Hang- oder Kluftwasser** darf aber talseits nicht unkontrolliert und/oder punktuell in den Hang eingeleitet werden, sondern muss gefasst und kontrolliert abgeleitet werden. Dabei empfiehlt es sich, bezüglich Bewilligungsfähigkeit frühzeitig mit den zuständigen kommunalen Behörden in Kontakt zu treten.
- Auch **Oberflächen- und Meteorwasser** von Platz- und Dachflächen ist aus geologisch-hydrogeologischer Sicht differenziert zu behandeln (Kap. 12) und darf bei der vorliegenden Disposition nicht einfach unkontrolliert dem Untergrund zugeführt werden.
- Zu beachten ist, dass bei Sickerleitungen die Sickerwässer karbonathaltig sind und zu Versinterungen neigen; diesem Umstand sollte durch grosszügig dimensionierte, spülbare (Spülstutzen) Entwässerungsleitungen und durch einen regelmässigen Unterhalt Rechnung getragen werden, da dadurch talseits Instabilitäten und Spontanrutschungen (Kap. 7.1) ausgelöst werden können.

## 7 NATURGEFAHREN

### 7.1 RUTSCH- UND WASSERPROZESSE

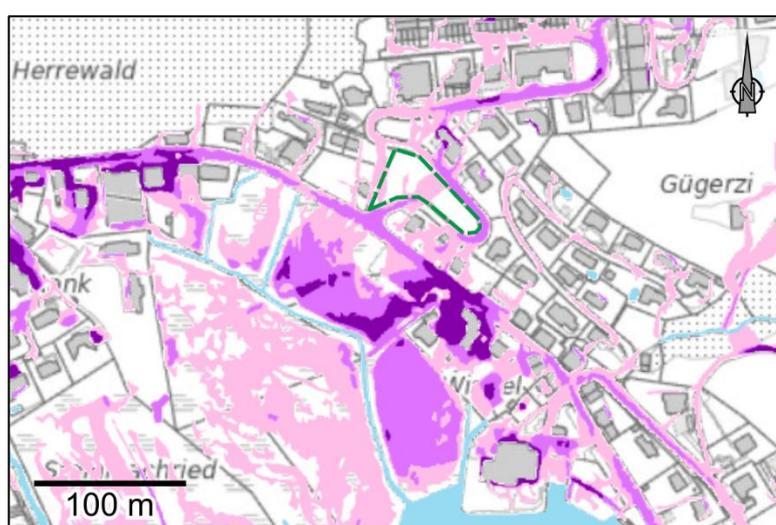
Gemäss der Gefahrenkarte des Kantons Luzern (KANTON LUZERN, RAWI, 2024) befindet sich der Bauperimeter **ausserhalb einer Gefährdungzone** für Wasser- und Rutschprozesse.

Wie bereits erwähnt (Kap. 4.2), verhalten sich die **scheinkohäsiven** Hangsedimente / Hangschutt grundsätzlich *kriechempfindlich* und neigen im steileren Gelände im Extremfall, z.B. nach starken oder langandauernden Niederschlägen bei erhöhter Hangwasserdruckfläche oder bei einer nicht genügend tief fundierten Zusatzbelastung (gilt auch für Geländeschüttungen) zu meist *flachgründigen Spontanrutschungen*. Diese können auch durch unsachgemässe Wasserzufuhr ausgelöst werden (Kap. 6.3.2).

## 7.2 OBERFLÄCHENABFLUSS

In der Hinweiskarte Oberflächenabfluss (nicht versickerndes Niederschlagswasser, welches dem nächsten Gewässer zuströmt) sind auf dem Bauareal selbst sowie der bergseits liegenden Dormenstrasse Zonen mit **potentieller Überflutung** mit Fliesstiefen bis 25 cm ausgedehnt (Abb. 2). Dies ist bautechnisch (z.B. Auftriebssicherheit) und bei der Planung von Gebäudeöffnungen und der Geländegestaltung angemessen zu berücksichtigen.

Es ist sicherzustellen, dass das Bauprojekt nicht zur Schaffung neuer, oberirdischer Fliesswege führt, die zu Schäden an unterliegenden und/oder benachbarten Grundstücken und Gebäuden führen können.



**Abb. 2** Ausschnitt aus der Hinweiskarte Oberflächenabfluss. Kartengrundlage © KANTON LUZERN, RAWI (2014). Massstab: 1:5'000. Grün umrahmt: Projektperimeter.



Grundsätzlich sind die zu erwartenden Schäden an der Bausubstanzen selber gering und Personen sind kaum gefährdet. Durch das Eindringen von Wasser durch Gebäudeöffnungen können hingegen auch bei geringer Fliesstiefe ganze Untergeschosse unter Wasser gesetzt werden, woraus **erhebliche Sachschäden** (Schäden am Innenausbau und der Einrichtung sowie durch Verschmutzung / Vernässung und Geruchsbelästigung) und im ungünstigsten Fall auch **Personenschäden** (bei Aufenthalt im Untergeschoss) entstehen können.

Mit angemessenen Objektschutzmassnahmen lassen sich Schäden aber verhindern. Folgende **Objektschutzmassnahmen** bieten sich dazu u.a. an (KANTONALE GEBÄUDEVERSICHERUNGEN, 2005):

- Erhöhung von Eingängen, Kellerfenstern, Lichtschächten oder ähnlichen Gebäudeöffnungen (Leitungseinführungen) über die massgebende Schutzhöhe. Es dürfen keine ungeschützten Fensteröffnungen / Eingänge vorhanden sein, in die das zuströmende Oberflächenwasser eindringen kann.
- Terraingestaltung, z.B. mittels Anpassung der Geländekoten in der Umgebung. Für einen geordneten Abfluss kommt durchdachten, durchgängigen und hindernisfreien

Leitwerken (Stellplatten, Überstände, Vertiefungen in Fallrichtung u.dgl.) eine grosse Bedeutung zu. Zu beachten sind auch allfällige Ein- / Rückstaumöglichkeiten, z.B. umschlossene Terrassen mit ungenügend dimensionierten oder leicht verstopfenden Abflüssen. Die Abflusskorridore sind im Umgebungsplan darzustellen.

- Berücksichtigung der Auftriebssicherheit und der Wasserdichtigkeit erdberührter Bauteile.

Bezüglich des Oberflächenabflusses empfehlen wir der Dormenstrasse als präferenziellen Fliesspfad für Oberflächenwasser besondere Beachtung zu schenken.

### 7.3 ERDBEBENSICHERHEIT

Der **Erdbebensicherheit** ist je nach Gefährdungsbild eine angemessene Priorität zuzuordnen. Nach SIA261:2020 und BWG (2004) können für einen ersten Nachweis der ausserordentlichen Einwirkung von Erdbeben folgende Zuordnungen verwendet werden:

- Für das Bauwerk sind die Bauwerksklassen gemäss SIA261:2020 festzulegen.
- Hinsichtlich der **Erdbebengefährdungszonen** wird das Gebiet nach der aktuellen SIA261:2020 der Zone 1b mit Beschleunigungswerten  $0.8 \text{ m/s}^2$  zugeschlagen.
- Gemäss derzeitigem Kenntnisstand sehen wir eine Einstufung insbesondere talseitig in die **Baugrundklasse E** (Lockergesteinsbedeckung über Felsen oder glazial vorbelasteten Ablagerungen von 5 bis 20 m Mächtigkeit) und im NW je nach Einbindetiefe der Fundation die **Baugrundklasse A** (Lockergesteinsbedeckung über Felsen oder glazial vorbelasteten Ablagerungen von weniger als 5 m).
- Eine definitive Zuordnung der Baugrundklasse empfehlen wir bei Bedarf mit Sondierbohrungen (Kap. 13) zu bestimmen.

## 8 ARCHÄOLOGISCHE FUNDSTELLEN

Gemäss dem aktuellen archäologischen Fundstellenkataster des Kantons Luzern sind im Bereich des Bauvorhabens **keine archäologischen Fundstellen** vorhanden. Deshalb wird für Eingriffe in den Untergrund **keine Bewilligung** durch die Denkmalpflege und Archäologie (da) in Luzern benötigt.

## 9 BAUGRUNDMODELL MIT GEOTECHNISCHEN KENNWERTEN

Nach Auswertungen der Sondierungen und unserer Erfahrungen wurde für das Projektareal ein stufengerechtes Baugrundmodell erstellt, das als Grundlage für die weitere Projektierung auf Stufe Vorprojekt dienen soll

Einheit	Beschreibung	Feucht- raum-ge- wicht	effektiver Winkel der inneren Rei- bung	effektive Kohäsion	Durchläs- sigkeit	M <sub>E</sub> -Wert (M <sub>E</sub> '-Wert)
		$\gamma_e$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi^i$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	k [m/s]	[MN/m <sup>2</sup> ]
<i>Künstliche Auffüllungen</i>	Unterschiedlich siltige Kies-Sand-Gemische mit variablem Anteil an Steinen, Blöcken und tw. organischen Beimengungen sowie evt. Fremdstoffen. Heterogene Lagerung.	19.5 ± 1.0	30 ± 2	0 *)	x·10 <sup>-3</sup> ÷ x·10 <sup>-6</sup>	variabel
<i>Hangsedimente / Hangschutt</i>	Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und wenig Blöcken und tw. organischen Beimengungen. Sehr locker bis locker, untergeordnet mitteldicht gelagert.	19.0 ± 0.5	28 ± 2	0 *)	x·10 <sup>-4</sup> ÷ x·10 <sup>-6</sup> k <sub>v</sub> ≠ k <sub>h</sub>	5 ÷ 10 (15 ÷ 30)
<i>Moränenablagerungen</i>	Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken (Findlinge), vorwiegend matrixgestützt. Mitteldicht bis sehr dicht gelagert.	21.5 ± 1.0	34 ± 2 (28 ± 2)**)	0 *)	x·10 <sup>-5</sup> ÷ x·10 <sup>-6</sup>	20 ÷ 60 (> 60)
	Zwischenschichten aus fast sauberen bis leicht siltigen Sanden mit tw. an Kies und Steinen, locker gelagert.	19.5 ± 1.0	32 ± 2	0 *)	x·10 <sup>-4</sup> ÷ x·10 <sup>-5</sup>	10 ÷ 15 (30÷45)
<i>Verwitterter Molassefelsen</i>	Verlehnte Silt- und Schlammsteine.	22.5 ± 0.5	22 ± 2 Schichtfugen tw. <20°	25 ± 15 Trennflächen tw. 0	x·10 <sup>-6</sup> ÷ x·10 <sup>-9</sup>	50 ÷ 100
	Geklüftete Sandsteine.	24.0 ± 1.0	32 ± 2 Schichtfugen tw. <20°	60 ± 40 Trennflächen tw. 0	x·10 <sup>-4</sup> ÷ x·10 <sup>-6</sup>	> 100

**Tab. 2** Tabellarische Zusammenstellung der geotechnischen Kennwerte der verschiedenen geologischen Einheiten. \*) Scheinkohäsion vorhanden. \*\*) Bei Entfestigung infolge Durchnässung.

- Die zugehörigen charakteristischen Bodenkennziffern ( $X_k$ ) beruhen auf Abschätzungen. Wir empfehlen, diese allenfalls durch zusätzliche aufgabenspezifische Baugrundsondierungen oder Laboruntersuchungen zu verifizieren. Der angegebene Wert gilt als vorsichtiger Erfahrungswert und kann je nach Bemessungssituation mit der angegebenen Bandbreite variieren (vgl. SIA 267, Ziffer 4.2.1.4).
- Die für die Berechnungen einzusetzenden Bemessungswerte sind gemäss der SIA-Norm 267 vom Ingenieur aus den charakteristischen Kennwerten ( $X_k$ ) unter Berücksichtigung der, je nach Art der Einwirkungen (Grenzzustände) festzulegenden

Partialfaktoren, abzuleiten und spezifisch für den jeweiligen geotechnischen Nachweis festzulegen (vgl. SIA 267, Ziffer 4.2).

- Der  $M_{E'}$ -Wert gilt für Belastungen, welche kleiner oder gleich gross wie die Aushubentlastung sind (Wiederbelastung), der  $M_E$ -Wert für Belastungen, welche darüber hinausgehen (Erstbelastung).

## 10 GEOTECHNISCHE FOLGERUNGEN

### 10.1 GEOTECHNISCHE ERSCHWERNISSE / RISIKEN

- Die bautechnisch relevanten Folgerungen bezüglich der Geologie (Kap. 4) der hydrogeologischen Verhältnisse (Kap. 6), der Naturgefahren (Kap. 7) sowie der geotechnischen Eigenschaften der Locker- und Felsensteine (Kap. 9) sind bei der Planung der Foundation (Kap. 10.2) und der Baugrube (Kap. 10.3) zu beachten.
- Der Neubau grenzt hangseitig direkt an die Stützmauer der Dormenstrasse mit Werkleitungen und befindet sich weiter im Nahbereich von bestehenden Gebäuden und hohen Stützkonstruktionen. **Sowohl im Bau- als auch im Endzustand** ist zu beachten, dass **je nach Vulnerabilität keine Deformationen akzeptabel** sind. Wir empfehlen, die Empfindlichkeit dieser Bauten frühzeitig abzuklären, um allenfalls schadensvorbeugende Massnahmen, wie vorgängige Fundationsverstärkungsmassnahmen in die Projektierung einfliessen lassen zu können (Kap. 14).
- Speziell zu erwähnen ist die bestehende, hangseitige Stützmauer entlang der Dormenstrasse, deren heutige Stabilitätsverhältnisse, während der Ausführung der Baugrube sowie im Endzustand des Neubaus zu berücksichtigen sind; es sind entsprechende Massnahmen wie z.B. Verstärkungsmassnahmen mit Verankerungen (Zug-/Druckanker) oder eine verankerte Mikropfahlständerwand auszuführen (Kap. 10.3.1).
- Bautechnisch bedeutsam ist der **keilförmig asymmetrische Baugrund**, sowie die derzeit ungenau bekannte Tiefenlage des tragfähigen Horizonts (Moränenablagerungen) und der Felsoberfläche mit unterschiedlich verwitterungsanfälligen und harten bis weiche Gesteine (Kap. 4.2, Kap. 4.3.2). Diesem Umstand ist nebst zu prüfenden, ergänzenden, objektspezifischen Sondierungen (Kap. 13) unbedingt durch **eine flexible Gestaltung des Fundations- und Baugrubenkonzepts** Rechnung zu tragen
- Auf Grund der gering durchlässigen Schichten ist bei starken Niederschlägen mit **gespannten Kluft- oder Hangwasserverhältnissen** zu rechnen (Kap. 6.1). In der vorliegenden geologischen Konfiguration ist es oftmals so, dass der Übergang von den kompakten Moränenablagerungen zum Felsen im Liegenden bei Hangwasservorkommen eine tieferliegende, **geotechnische Schwächezone** darstellt. Derartige durchnässte Horizonte im Übergang Lockergestein-Felsen bilden potentielle *Gleitflächen für*

*Hangkriechen und Spontanrutschungen*, die bei starken oder anhaltenden Niederschlägen aktiviert werden können (Kap. 6.3.1).

- Mit **Bohr-, Ramm- und Aushubhindernissen** wie grösseren, sehr harten Blöcken (ev. angehäuft und mit Durchmesser  $>1$  m), organisch reichen Zwischenschichten, basal bis zu sehr dicht gelagerten Moränenablagerungen, lokalen Fremdstoffen, und mit kohäsionslosen, wasserführenden Sandschichten muss gerechnet werden. Weiter sind die schichtweise schlechte Dränierbarkeit und damit hohe Wassersättigung von wasserempfindlichen Lockergesteinen insbesondere bei nasser Witterung zu beachten. Entsprechende Erschwernisse sind einzurechnen.
- Weiter ist bekannt, dass die zufällig auftretenden Klüfte bei Bohr- und Ankerarbeiten (Verklebungen), insbesondere auch beim Ausinjizieren (Mehrverbrauch) zuweilen Probleme verursachen, die es bei der Ausschreibung gebührend zu berücksichtigen gilt
- An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die verbreiteten, unterschiedlich siltigen Sande eine deutliche **trügerische Scheinkohäsion** besitzen, die insbesondere bei Durchnässung entfällt und rasch zu einer Entfestigung und Verschlammung führt.
- Grundsätzlich sind temporäre und permanente **Mehrbelastungen** des Hangs im Vergleich zum heutigen Zustand, wie Gebäudelasten, Geländeschüttungen und Stützkonstruktionen mit Berücksichtigung der *globalen Stabilitätsverhältnisse* zu planen. Dabei sind auch die Tragfähigkeit des Untergrunds sowie das Setzungsverhalten zu untersuchen. Bei Stützkonstruktionen ist zudem der Nachweis von Kippen, Gleiten und Grundbruch nachzuweisen. D.h. auch Installationen (z.B. Kran, Betonsilo usw.) sind insbesondere bei abfallendem Gelände unter Berücksichtigung der Stabilitätsverhältnisse durchwegs bis in die tragfähigeren Moränenablagerungen oder den verwitterten Felsen zu fundieren (keine Mehrbelastung).
- Zur **Aufnahme der permanenten Erd drücke durch die Gebäude** – die Baugrubensicherung ist üblicherweise nur temporär ausgelegt (vgl. dazu auch SIA 260, Art. 2.3.2) – sind nebst einer genügend steifen Gebäudekonstruktion weitere konstruktive Massnahmen wie z.B. Betonriegel in der Bodenplatte vorzusehen. *Entsprechende Gleitsicherheitsnachweise sind durch den Ingenieur zu führen.*
- Die Gefährdungsbilder sowie die akzeptierten Risiken und Massnahmen zur Risikominderung sind in der Nutzungsvereinbarung / Projektbasis zu dokumentieren (Kap. 13).

## 10.2 FOUNDATION

### 10.2.1 Allgemeine Hinweise

- Die geotechnischen Risiken / Erschwernissen in Kap. 10.1 und die Empfehlungen in Kap. 13 sind zu beachten.
- Die Bodenplatten des Neubaus binden infolge der Hanglage unterschiedlich tief von hangseitig ca. 8 m bis 11 m und talseitig ca. 1 m bis ca. 3 m unter die bestehende Geländeoberkante ein und befinden sich entweder innerhalb der kriechempfindlichen Hangsedimente, der besser tragfähigen Moränenablagerungen oder im NW örtlich im starren Felsen. Generell ist von einem streifenweise unterschiedlichen, wechselhaften Fundationsuntergrund auszugehen.
- Weiter besteht beim Neubau unterschiedlich belastete Gebäudebereiche. Das Flachfundieren des Neubaus weist unter diesen Randbedingungen im keilförmig asymmetrischen Baugrund mit unterschiedlichen Erst- und Wiederbelastungsanteile ohne baugrundverbessernde Massnahmen erhöhte Risiken von unzulässigen absoluten und/oder differentiellen Setzungen auf.
- Wie in Kap. 10.1 erwähnt, ist dem derzeit ungenau bekannten tragfähigem Horizont (Moränenablagerungen) sowie der Tiefenlage der Felsoberfläche mit unterschiedlich verwitterungsanfälligen und harten bis weichen Gesteinen unbedingt durch eine **flexible Gestaltung des Fundationskonzepts** Rechnung zu tragen.
- Zur Risikominderung bei einer Flachfundation und bei grösseren konzentrierten Lastabtragungen werden baugrundverbessernde Massnahmen nötig sein.
- Wir empfehlen, die Untergeschosse und die Bodenplatte möglichst steif auszubilden, damit Unterschiede im Tragverhalten des Baugrundes überbrückt werden können.
- Je nach Gebäudelasten können als Fundationskonzept die nachfolgenden Varianten geprüft werden:
  - Flachfundation mit Materialersatz (Kap. 10.2.2).
  - Beton-Tatzen (Kap. 10.2.3).
  - Tiefenfundation (Kap. 0).
- Sollte eine Flachfundation des mehrgeschossigen Neubaus mit Materialersatz (Variante 1) auf der Gründungstiefe in Erwägung gezogen werden, so wären nebst einer genaueren Erkundung des tieferen Untergrunds (Kap. 13) genauere Betrachtungen der Gebrauchstauglichkeit mit den Einwirkungen auf die Gründungsbauteile durchzuführen, um die erkannten Risiken von unzulässigen absoluten und differentiellen Setzungen zu minimieren.

### 10.2.2 Flachfundation mit Materialersatz

- Eine Flachfundation in Moränenablagerungen oder im Felsen insbesondere im hangseitigen Bereich wird grundsätzlich machbar sein. Es sind ungleiche Lagerungsverhältnisse zu vermeiden, um das Risiko differenzieller Setzungen möglichst gering zu halten (z.B. starre Lagerung im frischen Felsen oder in dicht bis sehr dicht gelagerter Moräne / weichere Lagerung in stark zersetztem Schlammsteinfelsen oder in locker gelagerten sandigen Zwischenschichten, der Moränenablagerungen oder Hangsedimente / Hangschutt).
- Der Endaushub sollte möglichst vorsichtig und ohne Auflockerung des darunter anstehenden Untergrundes über Kopf, bei **trockener Witterung** und bei trocken gehaltener Baugrube erfolgen, um das Verschlammen und Aufweichen der besonders **wasserempfindlichen Moränenablagerungen oder Silt- und Schlammsteine** auf der Baugrubensohle zu vermeiden. Die Baugrubensohle darf nach beendetem Aushub und bis zum Einbau eines tragfähigen Arbeitsplanums (Magerbeton oder Filterteppich aus gut durchlässigem Kies-Sand-Gemisch) nur noch mit leichten Maschinen befahren werden.
- Dem streifenweise variierenden Fundationsgrund (Kap. 10.2.1) mit sehr locker bis locker gelagerten Hangsedimenten / Hangschutt, heterogenen Moränenablagerungen und im verwitterten Felsen möglichen Zwischenschichten aus Silt-/Schlammsteinen unterschiedlicher Verwitterungsgrade muss Rechnung getragen werden.
- Die zulässigen Bodenpressungen für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis und für die Bemessung der Bodenplattenverstärkungen und/oder Fundamentriegel und –taten (mit Breiten  $\leq$  ca. 1 m oder Flächen  $\leq$  ca. 2.5 x 2.5 m<sup>2</sup>) sind auf Werte gemäss Tab. 3 zu beschränken.

Fundationshorizont	Zulässige Bodenpressungen unter 1.0-facher Belastung:	Zulässige Bodenpressungen (Design-Niveau):
Mindestens mitteldicht gelagerte Moränenablagerungen	ca. 120 ÷ 180 kN/m <sup>2</sup>	ca. 170 ÷ 250 kN/m <sup>2</sup>
Dicht bis sehr dicht gelagerte Moränenablagerungen	ca. 250 ÷ 300 kN/m <sup>2</sup>	ca. 350 ÷ 420 kN/m <sup>2</sup>
verwitterte Silt- oder Schlammsteine	ca. 250 ÷ 400 kN/m <sup>2</sup>	ca. 350 ÷ 560 kN/m <sup>2</sup>
verwitterte Sandsteine	ca. 500 ÷ 1'000 kN/m <sup>2</sup>	ca. 700 ÷ 1'400 kN/m <sup>2</sup>
frische Silt- oder Schlammsteine	ca. 1'000 ÷ 2'000 kN/m <sup>2</sup>	ca. 1'400 ÷ 2'800 kN/m <sup>2</sup>
frische Sandsteine	ca. > 2'000 kN/m <sup>2</sup>	ca. > 2'800 kN/m <sup>2</sup>

**Tab. 3** Zulässige Bodenpressungen bei Flachfundationen oder Betontaten.

- Stehen auf der Aushubsohle aufgeweichte oder sehr locker bis locker gelagerte Hangsedimente / Hangschutt oder Blöcke (hardpoints) an, empfehlen wir zur Verbesserung der Lastverteilung für eine möglichst gleichmässige Bettung einen

**Materialersatz** aus gut verdichtbarem Kies-Sand-Material (mind. zweischichtiger Einbau, gebrochenes Material). Im Weiteren ist direkt auf die Baugrubensohle (ist statisch abzuwalzen) im Bereich des Materialersatzes ein Geotextil (Trenn- und Filterfunktion) zu verlegen. Grundsätzlich sollten durch den Materialersatz gleichmässige Verhältnisse geschaffen werden. Als Kontrolle für eine genügende Verdichtung eignen sich Lastplatten-Versuche, um einen zu empfehlenden  $M_E$ -Wert von mind.  $30 \text{ kN/m}^2$  zu kontrollieren. Die erforderliche Mächtigkeit des Materialersatzes ist durch eine Beurteilung der Aushubsohle vor dem definitiven Einbau durch die Bauleitung oder Ingenieur zu verifizieren.

- Trotz der oben angegebenen Massnahmen können im Lockergestein Setzungen von ca. 1 bis 2 cm und Setzungsdifferenzen von bis ca. 1 cm nicht ausgeschlossen werden. Bei einer durchgehenden Fundierung in sehr dicht gelagerten Moränenablagerungen oder im Felsen sind lediglich wenige Millimeter absolute oder differentielle Setzungen zu erwarten. Entsprechende Beanspruchungen der Konstruktion sind bei der Bemessung der Tragkonstruktion zu berücksichtigen. *Das genaue Setzungsmass ist durch den projektierenden Bauingenieur zu verifizieren.*

### 10.2.3 Betontatzen

- In Bereichen, wo sich die Oberfläche der mindestens mitteldicht gelagerten Moränenablagerungen oder der verwitterte Felsen nahe der Fundationssohle befindet, ist die Ausführung von Betontatzen zu prüfen.
- Bei der Ausführung ist zu beachten, dass der Baugrund lediglich bei trockenen Verhältnissen kurzfristig als standfest bezeichnet werden kann (vgl. Profile der Baggersondierungen in Anhang 3). Für tiefere Gruben wären ein deutlicher Mehrverbrauch gegenüber dem theoretischen Verbrauch infolge nachbrechender Schlitzwände oder Grubensicherungen (z.B. Krings) einzurechnen. Erfahrungsgemäss sind Beton-Tatzen bis zu einer Tiefe von max. 2 m gegenüber Tiefenfundationen wirtschaftlicher. An dieser Stelle weisen wir auf die notwendigen Sicherungsmassnahmen in Anlehnung an die Bauarbeitenverordnung (VERORDNUNG ÜBER DIE SICHERHEIT UND DEN GESUNDHEITSSCHUTZ DER ARBEITNEHMERINNEN UND ARBEITER BEI BAUARBEITEN), 5. Kapitel (Gräben, Schächten, Baugruben) hin.
- Für einwandfrei erstellte Betontatzen können die zulässigen Bodenpressungen gemäss Tab. 3 vorgesehen werden.

#### 10.2.4 Tiefenfundation

- Bei den ungleichmässigen Mehrbelastungen des keilförmig asymmetrischen Baugrunds sowie bei setzungsempfindlichen Bauwerken steht zumindest Bereichsweise (v.a. tal-seits und im SE) eine Lastabtragung über Tiefenfundationen im Vordergrund.
- Auf Grund der teilweise sehr dicht gelagerten Moränenablagerungen mit Steinen und Blöcken bestehen hohe Risiken, dass bei der Realisation von Rammpfählen (z.B. Injektionsrammpfähle), und insbesondere Verdrängungsbohrpfählen die erforderlichen Tiefen ohne Vorbohrungen mit genügender Einbindung in die tragfähigen Horizonte nicht erreicht würde. Stehen unterhalb der Pfahlfüsse z.B. locker gelagerte unterschiedlich siltige Sande (Zwischenschichten innerhalb der heterogenen Moränenablagerungen) an, ist mit ungünstigen Verhältnissen bezüglich von Pfahlsetzungen zu rechnen.
- In Anbetracht der wechselhaften Lagerungsverhältnisse innerhalb der kiesig-sandigen Lockergesteine, möglicher Blöcke und der zu erwartenden unregelmässigen verwitterten Felsoberfläche empfehlen wir daher, die Ausführung des risikoärmsten Pfahlsystem **Bohrpfähle** (z.B. Mikrobohrpfähle). Weiter ist der Traghorizont, resp. die Einbindetiefe (Pfahllänge) bei der Realisation durch den Ingenieur oder den Geotechniker laufend verifizieren zu lassen.
- Für die Ausführung einer Pfahlfundation ist ein genügend tragfähiges Bohrplanum erforderlich. Die Machbarkeit und die nötige Mächtigkeit eines Planums sind abhängig von den eingesetzten Maschinen und sollte vorgängig mit der ausführenden Pfahlunternehmung abgeklärt werden.
- Bei der Anwendung der Pfahlwiderstandswerte gemäss Tab. 4 sind im Lockergestein Pfahlsetzungen von ca. 1 bis 2 cm, und bei einer ausreichenden Einbindung in den Felsen von lediglich wenigen Millimetern zu erwarten. Die angegebenen, zulässigen Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte sind durch zusätzliche Pfahltragfähigkeits- und Setzungsberechnungen zu kontrollieren und während der Ausführung durch Pfahlprüfungen zu verifizieren. Bohrhindernisse sowie weitere Erschwernisse gemäss Beschrieb in Kap. 10.1 sind zu berücksichtigen und einzurechnen.
- Bei den meist sehr locker bis locker gelagerten und setzungsempfindlichen Hangsedimenten / Hangschutt muss bei den zu erwartenden Gelände-Aufschüttungen mit grösseren Setzungen gerechnet werden, die zu negativer Mantelreibung, und dadurch zu einer Mehrbelastung der Pfähle führen können. Allfällige Aufschüttungen im Nahbereich zu Neubauten mit einer Schütthöhe > 0.5 m ist deshalb eine Reduktion der angegebenen, zulässigen Pfahltragwiderstände für die betroffenen Randpfähle um ca. 15 bis 20% vorzusehen.
- Mehrverbrauch von Beton von über 20% gegenüber dem theoretischen Verbrauch sind bei Ortsbetonpfählen während des Rückzugs der Verrohrung in durchlässigeren Zwischenschichten oder offenen Klüften in der Verwitterungszone des Felsen nicht auszuschliessen.

- Für die Abschätzung der äusseren Pfahltragwiderstände können bei Bohrpfählen zulässige Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte gemäss Tab. 4 verwendet werden.
- Die untere Bandbreite der zulässigen Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte ist massgebend für grosskalibrige (ca.  $\varnothing > 0.9$  m) Bohrpfähle. Für verrohrte Mikropfähle mit unter hohem Druck injiziertem Schaft können die oben angegebenen Mantelreibungswerte ungefähr um 50% erhöht werden.

Dimensionierungsgrösse	Tiefenbereich ab Geländeoberkante	Gebrauchslasten unter 1.0-facher Sicherheit	Charakteristischer, äusserer Tragwiderstand $R_{a,k}$ *)
		[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Mantelreibung	Hangsedimente / Hangschutt	ca. 0	ca. 0
	Moränenablagerungen	ca. 40 bis 60	ca. 105 bis 155
	Stark bis mässig entfestigter Felsen	ca. 50 bis 70	ca. 130 bis 180
Spitzenwiderstand	Dicht bis sehr dicht gelagerte Moränenablagerungen	ca. 2'200 bis 2'500	ca. 5'700 bis 6'500
	Stark bis mässig verwitterter Felsen	ca. 2'600 bis 2'800	ca. 6'750 bis 7'300
	Angewitterter Felsen	ca. 4'000 bis 5'000**)	ca. 10'400 bis 13'000

\*) Der Bemessungswert  $R_{a,d}$  des äusseren Tragwiderstands eines Pfahles berechnet sich nach SIA 267, Art. 9.5.2.1 wie folgt:  $R_{a,d} = \eta_a \cdot R_{a,k} / \gamma_{M,a}$ . Ohne Erfahrungswerte vergleichbarer Pfahlfundationen in der näheren Umgebung sowie aus Pfahlbelastungsversuchen ist von einem Umrechnungsfaktor von  $\eta_a \leq 0.7$  auszugehen.

\*\*) Bei frischem Sandsteinfelsen sind bei genügender Einbindung des Pfahlfusses Spitzenwiderstände bis zu 10'000 kN/m<sup>2</sup> möglich.

**Tab. 4** Zulässige Mantelreibungs- und Spitzenwiderstandswerte für die Abschätzung der äusseren Pfahltragwiderstände.

- Sandige Schichten unterhalb der Hangwasseroberfläche müssen wegen der lokal gespannten Grundwasserverhältnisse als äusserst **grundbruchempfindlich** eingestuft werden (Kap. 0), was vor allem bei den Bohrarbeiten berücksichtigt werden muss (dauerndes Nachfüllen der Bohrröhre mit Wasser, genügend tiefes Vorpressen der Verrohrung, Betonieren mit Schüttrohr, usw.).

## 10.3 AUSBILDUNG VON BAUGRUBEN

### 10.3.1 Allgemeine Hinweise

Der Neubau bindet zwischen ca. 1 bis ca. 3 m talseitig und ca. 8 m bis 11 m hangseitig unter die heutige Geländeoberkante ein.

- Die geotechnischen Risiken in Kap. 10.1 sind zu beachten.

- Infolge der erfahrungsgemäss beengten Platzverhältnisse innerhalb der Baugrube gehört der Arbeitssicherheit angemessene Bedeutung. Gemäss der Bauarbeitenverordnung (BauAv 2011), 5. Kapitel (Gräben, Schächten, Baugruben) der SUVA, ist bei Böschungshöhen von mehr als 4 m ein Sicherheitsnachweis zu erbringen.
- Das genaue Ausmass der Sicherungsmassnahmen ist durch zusätzliche Stabilitätsnachweise und Berechnungen unter Berücksichtigung der Bauarbeiterverordnung (BauAv) sowie der empfohlenen Sondierungen (Kap. 13) durch den Ingenieur zu bestimmen. Für die Verifizierung der geologischen Verhältnisse sind Bohrarbeiten durch den Bohrunternehmer fortlaufend im Bohrprotokoll zu dokumentieren (Kap. 10.3.3). Allfällige Optimierungen sind während den Aushub- und Sicherungsarbeiten in Zusammenarbeit mit dem Geotechniker (Geologen und/oder Ingenieur) zu beurteilen. Für die Verifizierung der geologischen Verhältnisse sind die Bohrarbeiten durch den Bohrunternehmer fortlaufend im Bohrprotokoll zu dokumentieren
- Allfällige Zusatzlasten (z.B. Verkehrslast, Materiallager, Kranfundation, usw.) entlang des Baugrubenabschlusses sind nicht zulässig oder in einem genügenden Abstand von der Oberkante anzuordnen. Anderenfalls sind zusätzliche Sicherungsmassnahmen umzusetzen.
- Für die **Böschungstabilität** von Bedeutung sind nebst dem teilweise verlehnten Trennflächengefüge (Gleitschichten) wasserführende Schichten. Lokale Hang- oder Kluftwasseraustritte im Böschungsbereich führen schnell zu Ausschwemmungen, erhöhten Porenwasserspannungen und dadurch zu Böschungsbrüchen.
- In der Verwitterungszone des Felsen muss mit einem sehr wirksamen Trennflächengefüge mit verlehnten Kluftsystemen und stark entfestigten Zwischenschichten gerechnet werden, die potentiellen Gleitflächen für ein Blockgleiten bilden (Kap. 4.3). In den hangseitigen Felsböschungen finden im Prinzip sowohl Schichtunterschneidungen als auch ungünstige, stabilitätsmindernde Kluftunterschneidungen, die bei nicht angemessenem Vorgehen zu relevanten Felsausbrüchen führen können.
- In Felsböschungen empfiehlt sich u.U. eine passgenaue Nachprofilierung mit einer kleinen Teilschnittmaschine (Schrämkopf), um nicht unnötige Gefügeflockungen und Aktivierungen von Trennflächen zu verursachen.
- Zu beachten ist **bestehende, hangseitige, bis ca. 5 m hohe Stützmauer entlang der Dormenstrasse**. Mit der Baggersondierung BS24-2 (Anhang 3) konnte eine talseitige Einbindung des Mauerfusses von ca. 1.8 m unter die heutige Geländeoberkante festgestellt werden. Weitere Angaben über den Typ der Mauer und derer Foundation liegen uns nicht vor, bzw. entsprechende Plangrundlagen sind uns keine bekannt. Vorgängige Sicherung der Stützmauer sowie ein etappenweises Vorgehen bei der Baugrubensicherung des Neubaus mit Überwachung (Kap. 10.1, Kap. 14) ist in der Bemessung der Baugrube entsprechend zu berücksichtigen.

- Insbesondere für die hohen hangseitigen und nordwestlichen Baugrubenböschungen sind Sicherungsmassnahmen wie z.B. eine Systemverankerung mit Spritzbeton und Ankern (Kap. 10.3.3) oder einer verankerten Rühl- / Bohrpfahlwand (Kap. 10.3.4).
- Die in den nachfolgenden Kapiteln erläuterten Punkte sind bei der Planung und Ausführung der Baugrube zu berücksichtigen.

### 10.3.2 Freie Böschungen

Niedrige seitliche oder talseitige Lockergesteinsböschungen bis < 4 m Tiefe lassen sich bis etwa 1:1 frei abböschern (falls es die Topographie zulässt).

- Für steilere und insbesondere hangseitige und nordwestliche Böschungen sind Sicherungsmassnahmen vorzusehen (Kap. 10.3.1).
- Besondere Beachtung verdienen punkt- oder schichtförmige Hang- oder Kluftwasseraustritte in den leicht zu Rutschungen neigenden schein kohäsiven, siltig-sandigen Lockergesteinen. Diese können zu Ausspülungen und Rutschungen führen, denen es allenfalls durch einen schubverdübelteten Sickerbetonauftrag (Wasseraustrittsstellen vorgängig ausgraben) zu begegnen gälte. Das zufließende Wasser ist unmittelbar im Bereich der Austrittsstelle zu fassen und abzuleiten (gegebenenfalls Rohr einlegen).

### 10.3.3 Temporäre Systemverankerung

Insbesondere bei den hangseitigen und nordwestlichen hohen Baugrubenböschungen mit der angrenzenden Stützmauer entlang der Dormenstrasse steht eine Sicherung mit einer Systemverankerung evtl. kombiniert mit einer Rühl- / Bohrpfahlwand (Kap. 10.3.4) im Vordergrund.

- Eine temporäre **Systemverankerung** beinhaltet einen Spritzbetonauftrag, der durch ungespannte und teilweise vorgespannte Anker rückverankert ist. Der mindestens 20 cm dicke Spritzbetonauftrag ist mit einer minimalen Bewehrung (Armierungsnetz, im Ankerbereich 2-lagig) zu versehen.
- Um einen Aufstau von Hang- oder Kluftwasser zu verhindern, ist die Spritzbetonabdeckung unbedingt mit Drainageöffnungen zu perforieren (z.B. durch nachträgliche Bohrungen mit Versetzten Dränagerohr, mind. 3 bis 5 m tief, alle ca. 6 m<sup>2</sup> und normale Perforation Spritzbeton alle ca. 2 m<sup>2</sup>). Bei starken punktförmigen Hangwasseraustritten ist vorgängig ein längeres Dränagerohr einzubohren und dieses durch den Spritzbetonauftrag nach aussen zu führen. Dabei sind je nach Ergiebigkeit der Hangwasseraustritte die leicht steigenden Drainagebohrungen tiefer und allenfalls bis in den Felsen zu führen.
- Die Anker sind mit einer maximalen Neigung von ca. 10 bis 15° einzubohren. Die Anker sind durchwegs mindestens in die Moränenablagerungen oder den Felsen einzubinden.

- Die Erstellung der Systemverankerung ist in vertikalen Etappen von maximal 2 m Höhe (1. bis 2. Etappe max. 1½ m) und in horizontalen Etappen von maximal 5 m (alternierend möglich, entlang der Stützmauer auch weniger je nach Standfestigkeit) vorzusehen. Die Grösse der einzelnen Etappen ist sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung den jeweils vorgefundenen Baugrund- und Hangwasserverhältnissen anzupassen (Instruktion Unternehmung!). Jede Aushubetappe ist vor längeren Standzeiten (z.B. Wochenende oder bei starken Niederschlägen über Nacht) unbedingt vorgängig zu sichern. Bei steif ausgebildeten Baugrubenecken (massiver Spritzbetonauftrag im Eckbereich) wird eine Reduktion der Ankerzahl im Einflussbereich dieser Eckaussteifung möglich sein. Die Spritzbetonschale ist grundsätzlich kraftschlüssig *einige Dezimeter unter die Baugrubensohle einzubinden*.
- Das genaue Ausmass dieser Sicherungsmassnahmen ist während der Aushub- und Sicherungsarbeiten in Zusammenarbeit mit dem Geotechniker/Geologen und/oder Ingenieur zu verifizieren. Zur Verifizierung der geologischen Verhältnisse sind die Bohrarbeiten durch den Bohrunternehmer fortlaufend im Bohrprotokoll zu dokumentieren. Einsparungen lassen sich meist durch fortlaufende Beurteilung der einzelnen Aushubetappen erzielen.
- Die jeweils nachfolgende Aushubetappe darf erst nach erfolgter Sicherung der angrenzenden Etappe (Abbinden des Spritzbetons, volle Tragfähigkeit der Anker) ausgeführt werden. Die Böschungsneigung der einzelnen Aushubetappen wird bei durchgehender Sicherung und ohne Hangwassereinfluss im Lockergestein mit bis ca. 5:1 und im Felsen bis ca. 10:1 möglich sein.
- Die Anker sind in den wasserempfindlichen Gesteinen trocken zu bohren. Erschwerisse bei den Ankerarbeiten wie Durchbohren von sehr harten Blöcken, oder deutlicher Mehrverbrauch von Injektionsgut infolge durchlässiger Zwischenschichten oder offener Klüfte im Felsen sind einzurechnen.
- Bei einer allfällig *permanenten* Systemverankerung mit Spritzbeton sind die Spritzbetonklassen und Spritzbetontypen gemäss Norm zu bestimmen (z.B. gemäss Spritzbetonklassen nach SIA 198, NPK). Für alle permanenten Anker ist ein umfassender Korrosionsschutz erforderlich (Norm SIA 261/267). Bei Einhaltung der Randbedingungen der Norm SIA 267, ASTRA Richtlinie 12005), kann von einer Lebensdauer der Anker > 50 bis 100 Jahre ausgegangen werden. Dabei sind die Ankerköpfe einzuspritzen / -betonieren. Für Anker im kompakten Felsen kann von einer geringen Korrosionsgefährdung gemäss SIA 267, Art. 11.6.3.1.2 ausgegangen werden. Für Anker in Lockergesteinsabschnitten sowie im klüftigen Felsen empfiehlt es sich, die mittlere Korrosionsgefährdung zu prüfen.
- Zur Abschätzung des äusseren Tragwiderstandes von ungespannten Ankern können zulässige Mantelreibungswiderstandswerte (charakteristischer Wert) nach Tab. 5 angenommen werden.

Einheit	Spezifischer äusserer Tragwiderstand
Hangsedimente / Hangschutt	ca. 10 – 15 kN/m'
Moränenablagerungen	ca. 30 – 40 kN/m'
verwitterte Siltsteine	ca. 40 – 50 kN/m'
verwitterte Sandsteine	ca. 50 – 80 kN/m'
frische Siltsteine	ca. 80 – 100 kN/m'
frische Sandsteine	ca. 100 – 150 kN/m'

**Tab. 5** Abschätzung des äusseren Tragwiderstandes von ungespannten Ankern.

- An dieser Stelle sei hingewiesen, dass bei einer Sicherung mit ungespannten Felsankern die Ankerkräfte erst nach dem Auftreten von allfälligen Deformationen mobilisiert werden. Verschiebungen im Bereich der Baugrubenböschung und damit verbundenen Setzungen im Nahbereich der Oberkante von Hanganschnitten sind bei diesem Sicherungssystem deshalb nicht auszuschliessen. Um die Risiken von Deformationen bei besonders kritischen Verhältnissen im Nahbereich von Bauwerken (hangseitig bestehende Stützmauer) und allgemein im Bereich der labilen Lockergesteinsbedeckung zu minimieren, empfehlen wir die Anker der oberen Ankerreihen mindestens mit der Spannpressen auf min. ca. 150 kN (ca. 2 bis 4 m freie Ankerlänge) vorzuspannen und allenfalls zusätzlich vorgespannte Anker zu prüfen.
- Für eine erste Abschätzung für die Vordimensionierung kann für eine Verankerung für vorgespannte Anker bei einer Verankerungslänge von  $\geq 6$  m im angewitterten Sandstein-Felsen von ca.  $R_{a,k} = 1'200$  kN und in Silt- und Schlammsteinen von ca.  $R_{a,k} = 700$  kN ausgegangen werden. Die effektiv möglichen Ankerkräfte sind durch vorgängige Ankerversuche festzulegen.
- Bei der Ausführung der Anker sind Bohrprotokolle zu erstellen und aussergewöhnliche Spalten und Klüfte umgehend der Bauleitung zu melden. Das genaue Ausmass der Sicherungsmassnahmen ist auf Grund der vorgefundenen Verhältnisse während der Aushubarbeiten und in Abhängigkeit der Bohrprotokolle (ungünstige Klüften, Spalten) festzulegen (Kap. 10.3.1).
- Die Anker werden voraussichtlich bis in benachbarte Parzellen hineinreichen, wofür eine Bewilligung der Grundstücksnachbarn erforderlich wäre. Gemäss aktueller Rechtsprechung muss ein Grundstücksnachbar die für die Baugrubensicherheit notwendigen Anker zumindest temporär auf seinem Grundstück dulden, üblicherweise bei angemessener Entschädigung.
- Reichen Anker bis in benachbarte Grundstücke, sind nebst dem Einholen einer Bewilligung (Ankerrechte) auch sämtliche bestehende, unterirdische Einbauten, wie u.a. Untergeschosse, Werkleitungsstandorte, alte Baugrubensicherungen, oder auch

Erdwärmesonden als Hindernisse und/oder Erschwernisse zu beachten. Bedeutsam ist, dass deren effektive Lage von Ausführungsplänen abweichen können.

#### 10.3.4 Rühl- / Bohrpfahlwand

- Entlang die bestehenden, hangseitigen Stützmauer ist auch eine Rühl- / Bohrpfahlwand als deformationsarme Sicherungsmethode zu prüfen, ggf. in Kombination mit einer Systemverankerung (Kap. 10.3.3).
- Gebohrte **Rühlwandträger** oder eine überschnittene **Kleinbohrpfahlwand** zur Sicherung von Lockergesteinsböschungen und des oberen Teils der Verwitterungszone des Felsen oder z.B. zur Stabilisierung der hangseitigen Stützmauer sind genügend tief in den angewitterten, standfesten Felsen einzubinden.
- Die vertikale Aushubetappe zwischen Rühlwandträgern für die Erstellung der **Ausfachung** richtet sich nach dem Trägerabstand und der Standfestigkeit der Lockergesteine. Unter der Voraussetzung eines Pfahlabstandes von max. 2 m und trockenen Verhältnissen erachten wir vertikale Etappen von ca. 1.5 bis 2.0 m als möglich. Bei Wasserzutritten sind die vertikalen Abstände unter Umständen zu verringern. Bei der Ausfachung zwischen den Träger wird je nach Baugrubenhöhe eine Lösung mit Sickerbeton, Holzbohlen, Spritzbeton oder Ortsbeton im Vordergrund stehen. Die Ausfachung ist bis unter die Baugrubensohle, bzw. in den verwitterten Felsen zu erstellen, um ein Untersickern der Wand zu verringern, die zu Ausschwemmungen und unerwünschten Hohlraumbildungen führen könnte.
- Auf Grund der grossen Aushubtiefe ist ein **verankerter oder gespriesster Baugrubenabschluss** erforderlich. Die äusseren Tragwiderstände von Ankern sind im Kap. 10.3.3 aufgeführt. Vorgespannte Verankerungen unter bestehenden Gebäuden weisen je nach Überdeckung und Mächtigkeit der Lockergesteine sowie der Verwitterungszone des Felsen Risiken von Setzungen oder Hebungen auf, so dass der Verankerungskörper genügend tief unter die verwitterte Felsoberfläche vorgesehen werden sollte.
- Für die Erstellung der Rühlwand / Bohrpfahlwand sind die Zugänglichkeit (Beanspruchung Strassen) und die Ausbildung des **Bohrplanums** bedeutsam. Die Mächtigkeit des Bohrplanums richtet sich nach der Grösse des Bohrgeräts und ist mit dem ausführenden Unternehmer zu bestimmen.

#### 10.4 PERMANENTE GELÄNDEGESTALTUNG IM LOCKERGESTEIN

- Innerhalb von Hangsedimenten / Hangschutt sind permanente Hanganschnitte zu erwarten. Grundsätzlich sind **Böschungsneigungen** in den Hangsedimenten / Hangschutt nicht steiler als der effektive Winkel der inneren Reibung von  $28^\circ \pm 2^\circ$  möglich. Böschungsneigungen aus künstlichen Schüttungen sind nicht steiler als 2:3 auszuführen.

- Um ein Ausschwemmen von Feinanteilen zu verhindern, ist die Oberfläche *umgehend* mit **geeignetem Geogewebe abzudecken und zu begrünen**. Wir empfehlen zudem, eine tiefwurzelnde **Bestockung mit standortgerechten Sträuchern oder Bäumen**.
- Falls sich Wasseraustritte abzeichnen, sollen diese Bereiche zusätzlich mittels Sickerbetonriegeln oder scherfestem, blockigem Materialersatz befestigt werden, damit Ausschwemmungen verhindert und die Hangwasseroberfläche abgesenkt werden können. Das anfallende Sickerwasser ist zu fassen und konzentriert in den Vorfluter oder in die Kanalisation abzuleiten.
- Bei höheren als > 2 m und steileren permanenten Böschungen sowie künstliche Auffüllungen mit Mehrbelastung sind angemessene Böschungssicherungen, wie z.B. mit ingenieurb biologischen Massnahmen oder Stützkonstruktionen (z.B. Schwergewichtsmauern aus Blocksteinen) erforderlich. Diese sind mit entsprechenden Stabilitätsnachweisen (globale Stabilität) zu planen (gilt auch für grössere, temporäre Aushubdeponien und Baupisten). Weiter gilt die Norm SIA: 318 (2009) Garten- und Landschaftsbau.

## 10.5 ABBAUBARKEIT DES AUSHUBMATERIALS

- Die Lockergesteine sind im oberen Bereich als gut baggerfähig zu bezeichnen. Erschwernisse gemäss Beschrieb in Kap. 10.1 sind einzurechnen. Je nach Witterungsverhältnissen ist ohne vorgängige Entwässerung mit wassergesättigtem Aushubmaterial zu rechnen (Kap. 6.3.1).
- Mit Fremdstoffen belastetes Material ist VVEA-konform zu entsorgen (Kap. 5).
- Beim Abtrag können in Böschungen oder auf Aushubsohlen auf Grund grösseren Blöcken Überprofile entstehen, die zu einem deutlichen Mehrverbrauch an Spritzbeton oder Sickerbeton führen könnten.
- Die harten Sandsteine und Konglomerate unterhalb der Verwitterungszone des Felsen (ab ca. 2 bis 3 m unterhalb der Felsoberfläche, einaxiale Druckfestigkeiten bis >100 MN/m<sup>2</sup>) sowie sehr kompakte Siltsteine (einaxiale Druckfestigkeiten 50 bis 100 MN/m<sup>2</sup>) müssen mit dem Hydraulik-Abbauhammer, im tiefsten Teil der Baugrube in massiven Sandsteinbänken oder in Baugrubenecken zuweilen gar durch Sprengungen aufgelockert werden. Dabei sind die teils hohen Gesteinsfestigkeiten sowie die teils fehlenden Trennflächen als erschwerend zu berücksichtigen.
- Die Verwitterungszone des Felsen, insbesondere in den Schlamm- und Siltsteine im obersten Teil wird mit entsprechend leistungsfähigen Maschinen baggerfähig bis ripperbar (leicht bis mittelschwer abbaubar, einaxiale Druckfestigkeiten 25 bis 50 MN/m<sup>2</sup>).
- Diese Einschätzung folgt in etwa der Einteilung nach der NPK 2000 mit Maschinen bis 170/250 kW. Es ist klar, dass die Unterscheidung zwischen bagger- und ripperbarem Felsen sowie einem Abbau mit dem Hammer oder ggf. durch Sprengungen stark von den eingesetzten Maschinen abhängt.

## 10.6 WIEDERVERWENDUNG DES AUSHUBMATERIALS

- Die beim Aushub anfallenden Hangsedimente / Hangschutt oder Moränen-Ablagerungen sind für setzungsempfindliche Hinterfüllungen oder Geländeschüttungen ohne Stabilisierung nicht geeignet. Fast saubere Sande oder leicht siltige Sand-Kies-Gemische könnten allenfalls mit kiesig-sandigem, eckigem Lockergestein oder Felsausbruch aus Sandsteinen durchmischt und stabilisiert werden.
- Das Aushubmaterial ist vor Durchnässung zu schützen. Stark siltige Sande und Blöcke sowie organische Beimengungen sind, bereits beim Aushub zu separieren und sind für eine Wiederverwendung ungeeignet, bzw. sind zuvor mit eckigem, kiesig-sandigem Lockergestein zu durchmischen.
- Allfälliger Felsaushub aus Siltsteinen ist ohne Prüfung nur in dräniertem Zustand für niedrige Geländeschüttungen mit geringen Anforderungen verwendbar; es ist generell auf eine genügende Verdichtung und eine gute Dränage im Liegenden der Schüttungen zu achten. Felsaushub aus Sandsteinen, mit bis ca. 1/3 Silt- / Schlammsteinen, ist dagegen bei entsprechender Stückigkeit als Schüttmaterial verwendbar.
- Wir empfehlen, die Eignung vorhandener oder zugeführter Lockergesteine und des Felsausbruchs für die Hinterfüllung je nach Anforderungen an die Verdichtung und Durchlässigkeit (im Zusammenhang mit Sickerleitungen) durch die Bauleitung vorgängig zu prüfen und freizugeben. Zur Entwässerung der Hinterfüllung ist mit zugeführtem, durchlässigem eckigem Kies-Sand-Gemisch zu rechnen.

## 11 GEOTHERMISCHE WÄRMEGEWINNUNG

- Der Neubau befindet sich zwar im Gewässerschutzbereich A<sub>u</sub>, jedoch ausserhalb der Berandung der Grundwasservorkommen im Randgebiet (Kap. 6.2). Somit sind Erdwärmesonden gemäss Erdwärmenutzungskarte des Kantons Luzern grundsätzlich zugelassen.
- An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass in der Verwitterungszone des Felsen oder durch glaziale Entlastungsklüfte bis in grössere Tiefen lokale, wasserführende Kluftsysteme mit gespannten, zuweilen gar artesisch gespannten Druckverhältnissen zu rechnen ist. Für die Bohrarbeiten ist daher ein entsprechender Massnahmenplan vorzubereiten. Die Bohrfirma muss über die entsprechende Ausrüstung und das notwendige Know-how verfügen, um solche Wasseraustritte beherrschen zu können. Entsprechende Erschwernisse für Abdichtungsarbeiten bei der Ausführung der Erdsondenbohrungen sind einzurechnen
- Es ist mit einer Wechselfolge aus massigen bis bankigen, bis sehr gut zementierten Sandsteinabfolgen sowie verwitterungsanfälligen pelitreichen Zwischenschichten aus

Silt- und Schlammsteinen sowie auch mit einzelnen, meist geringmächtigen, tektonisierten Zonen mit reduzierter Bohrlochstabilität zu rechnen. Ebenso sind bei der vorliegenden geologischen Disposition erhebliche Ablenkungen der Sondenbohrungen möglich. Diese müssten bei der Wahl einer entsprechend qualifizierten Bohrunternehmung durchaus beherrschbar sein.

- Erdwärmesonden sind mindestens in den wasserführenden Schichten zu verrohren.
- Aus unserer breiten Erfahrung können wir für die Dimensionierung charakteristische geothermische Werte (Wärmekapazität und –leitfähigkeit, geothermischer Gradient) sowie eine bohrtechnische Prognose des tieferen Felsuntergrundes bereitstellen.

## 12 METEORWASSERVERSICKERUNG

- Gemäss Gewässerschutzgesetz muss anfallendes Meteorwasser nach Möglichkeit in den Untergrund versickert werden. Wie die in Kap. 4.2 beschriebenen Baugrundverhältnisse zeigen, sind die über der Felsoberfläche liegenden Lockergesteine überwiegend als gering durchlässig zu urteilen. Daraus resultieren keine bis schlechte Versickerungsmöglichkeiten.
- Aufgrund der Hanglage des Grundstückes besteht zudem die Gefahr, dass versickertes Meteorwasser in lokal vorhandene, besser durchlässige Lockergesteinsschichten absickert und talseitig wieder aus dem Baugrund austritt (Bildung von Hangquellen, Risiko Stabilitätsminderung von talseits gelegenen Böschungen) oder dass das Meteorwasser in Untergeschosse oder Sickerleitungen bestehender oder zukünftiger, talseitig gelegener Bauten abströmt.
- Auf Grund der dargelegten Risiken (z.B. Kap. 6.3.2 und Kap. 7.1) raten wir von der Versickerung von anfallendem Meteorwasser ab.
- Hingegen muss darauf geachtet werden, dass in Baugruben natürlicherweise anfallendes Hang- oder Kluftwasser (Grundwasser) über einen Sickerteppich oder genügend Sickergräben möglichst wieder dem Untergrund zugeführt wird (Kap. 6.3.2). Dabei sind punktuelle Einleitungen zu vermeiden (Kap. 6.3.2 und Kap. 7.1).
- Als Alternative zu einer Meteorwasserversickerung ist das Ableiten der anfallenden Regenwassermengen in den nahen gelegenen Vorfluter oder in das Meteor- / Kanalisationsystem zu prüfen. In diesem Fall sollte jedoch ein ausreichendes Speichervolumen geschaffen werden, damit das Meteorwasser verzögert, d.h. erst nach einem Regenereignis in den Vorfluter bzw. in die Kanalisation eingeleitet wird. Ein solcher Zwischenspeicher wird in Form einer Kiespackung (Kieskörper), mit Kunststoffbauteilen, als Teich mit Biotop oder als Speicherleitung möglich sein. Detaillierte Angaben sind der Richtlinie Regenwasserentsorgung (Richtlinie zur Versickerung, Retention und Ableitung von Niederschlagswasser in Siedlungsgebieten, VSA 2019) zu entnehmen.

### 13 EMPFEHLUNGEN FÜR ERGÄNZENDE, OBJEKTSPEZIFISCHE BAUGRUNDSONDIERUNGEN

Grundsätzlich sind die örtlichen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Rahmen eines Vorprojekts phasengerecht ausreichend bekannt. Ergänzende, objektspezifische Baugrundsondierungen sind in Absprache mit dem Bauingenieur nach Abwägen der möglichen Risiken bei den Bauverfahren, dem gewählten Foundationstyp, der Baugrubensicherung und möglicher Bauten sowie des Kosten / Nutzen-Verhältnisses anzuordnen:

Im Vordergrund einer weiterführenden Erkundung stehen im Bereich des Bauvorhabens Sondierbohrungen mit SPT-Versuchen, inkl. Ausbau mit Inklinometern (Vorinvestition für Baugrubenüberwachung) und/oder Piezometern. Ziel ist die Tiefenlage der tragfähigen Moränenablagerungen sowie der verwitterten Felsoberfläche genauer zu ergründen.

Die akzeptierten Risiken unter Nennung von Ausmass und Kostenfolge in Absprache mit der Bauherrschaft sowie die geotechnischen Risiken und die Massnahmen zur Risikominderung sind in der Nutzungsvereinbarung, bzw. in der Projektbasis festzuhalten. Dazu ist u.a. SIA 260, Ziff. 2.2 und 2.5 zu berücksichtigen.

Falls die beschriebenen Risiken akzeptiert und keine weiteren Sondierungen ausgeführt werden, empfehlen wir in Anlehnung an die SIA 267, Ziff. 6.1.6 und 6.1.8 eine angemessene Begleitung der Tiefbauarbeiten durch eine Fachperson, um auf allfällige ungünstige Verhältnisse oder lokale Abweichungen unverzüglich und angemessen reagieren zu können.

### 14 EMPFEHLUNGEN FÜR ÜBERWACHUNGSMASSNAHMEN DER UMGEBUNG WÄHREND DER TIEFBAUARBEITEN

- Um mögliche Auswirkungen der Tiefbauarbeiten auf nahe gelegene Bauwerke festhalten zu können, empfehlen wir, in einem Perimeter von mind. 25 m um das Baugelände vorgängige **vorsorgliche Beweisaufnahmen** (Rissprotokolle, Fotos und Kanalfernsehaufnahmen). Für direkt angrenzende und vulnerable Kunstbauten, Gebäude oder Werkleitungen sowie auch die Dormenstrasse selbst empfehlen wir bereits in einer frühen Projektphase eine saubere vorsorgliche Beweisaufnahme (Kap. 10.1). Falls dabei Risse oder Anzeichen auf bestehende Mängel festgestellt werden, sind diese bei der Planung unbedingt zu berücksichtigen.
- Vor Baubeginn ist bei empfindlichen Bauten und insbesondere entlang der bestehenden, hangseitigen Stützmauer ein Netz von **geodätischen Messpunkten** einzurichten, um so mögliche Geländebewegungen frühzeitig und sicher erkennen zu können. Dieses Netz insbesondere während kritischer Bauphasen regelmässig zu messen.

- Damit Auswirkungen bei allfälligen erschütterungserzeugenden Bauverfahren und beim Felsaushub möglichst frühzeitig erkannt und allfällige Massnahmen ergriffen werden könnten, wären diese Arbeiten mittels **Erschütterungsmessungen** zu überwachen.
- Hinter der bestehenden, hangseitigen Stützmauer empfiehlt es sich die Ausführung von **Inklinometer** (Kap. 13). Diese ermöglichen die Früherkennung von Geländedeformationen sowie die Beurteilung der Tiefenlage einer möglichen Gleitfläche. Inklinometer sind vor Baubeginn und nach kritischen Bauphasen zu messen, um rechtzeitig auf allfällige Verschiebungen reagieren zu können.
- Insbesondere das hangseitigen Gelände oberhalb von temporären Sicherungsmassnahmen ist periodisch auf Instabilitäten (Verformungen, Rissbildungen), Wasseraustritte und Ausschwemmungen visuell zu kontrollieren und zu protokollieren. Bei relevanten Veränderungen ist die Bauleitung umgehend zu informieren.

Keller+Lorenz AG

Geotechnik Geologie Hydrogeologie  
Naturgefahren Altlasten



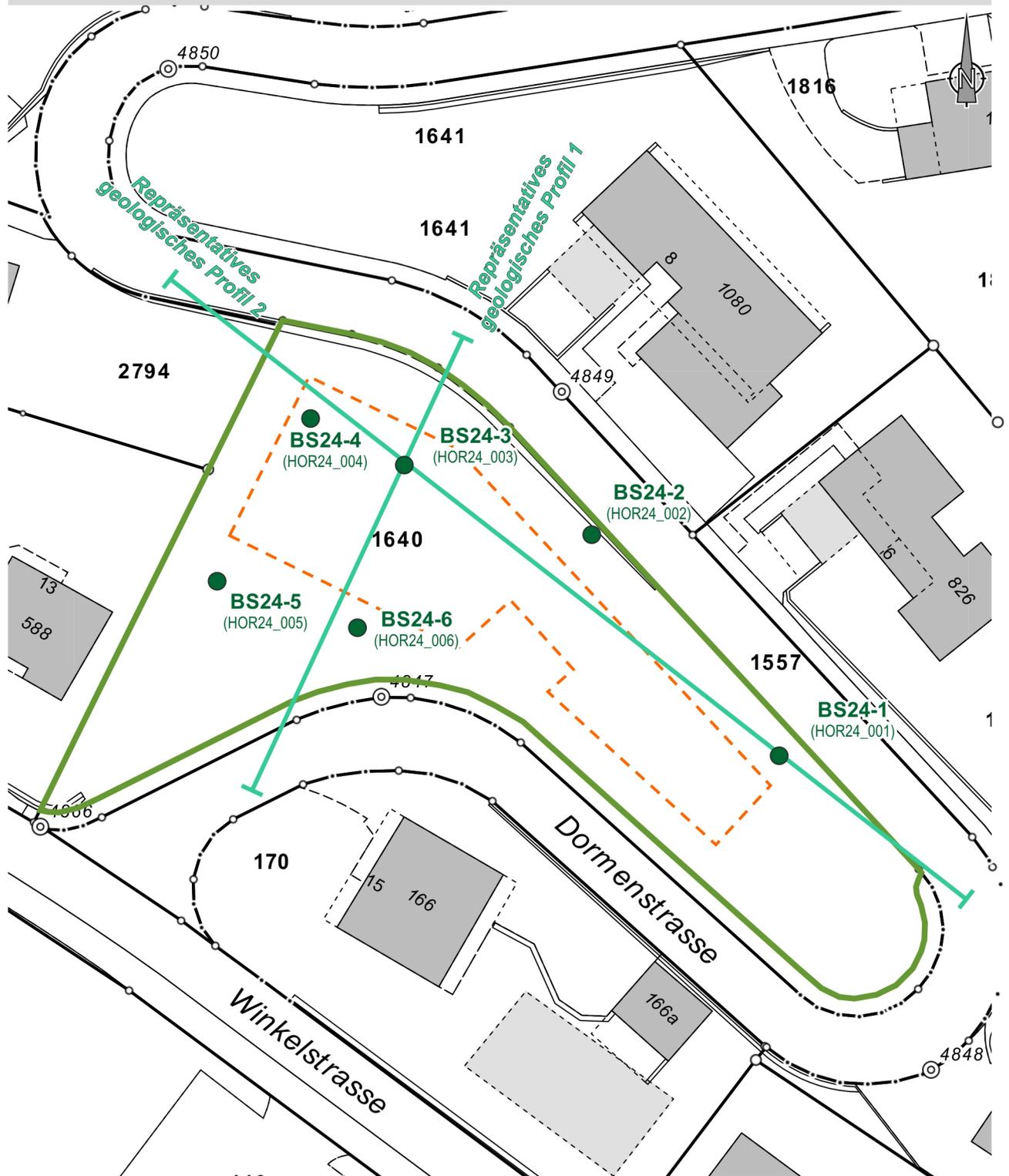
Erik Luntzer Dr. Beat Keller

*Sachbearbeitung:*

Auswertungen / Datamining: ..... F. Graf, Dr. E. Heerwagen  
Geologie ..... F. Graf, E. Luntzer  
Hydrogeologie: ..... F. Graf, I. Schwenk  
Naturgefahren: ..... F. Graf, I. Schwenk  
Geotechnik: ..... E. Luntzer  
Review / Qualitätssicherung: ..... M. Ehrler, Dr. B. Keller

Standorte der Baugrundsondierungen

1 : 500



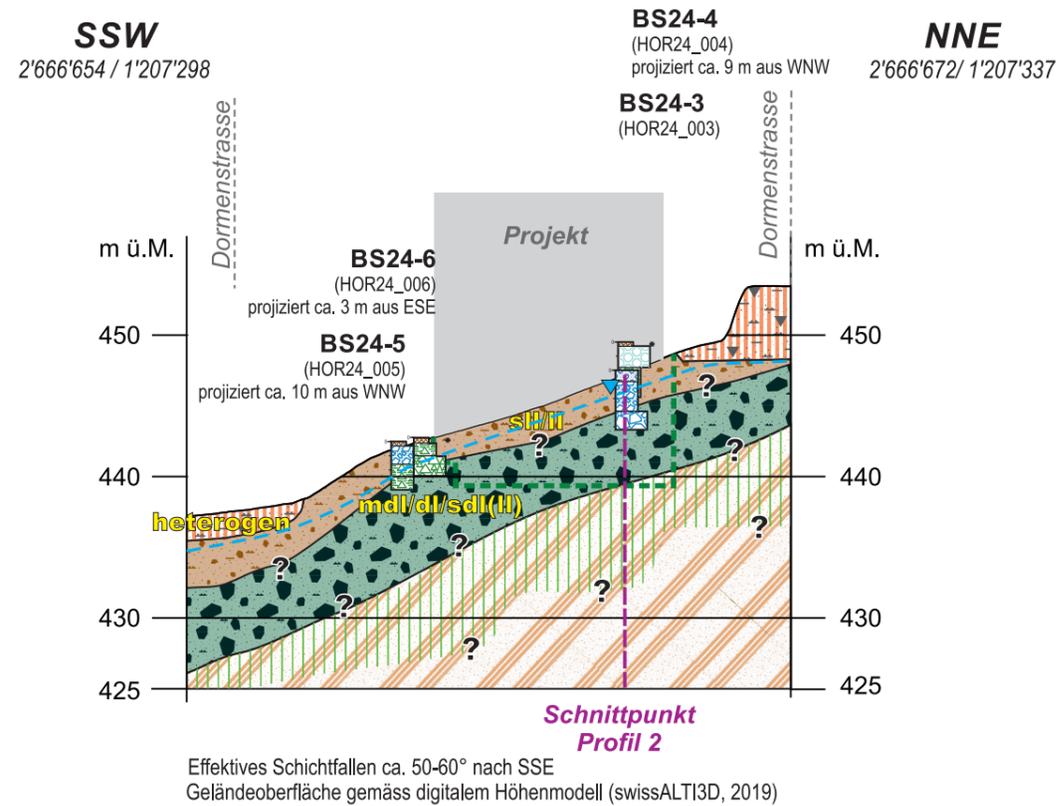
© 2024 Geoinformation Kanton Luzern

Legende:

- **BS24-1**  
(HOR24\_001)
- Baugparzelle**
- Projekturnriss**
- |— **Profilinie**
- **Baggersondierung**

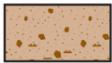
# Geologisches Profil 1

1 : 500 / 500



**Legende:**

**Lockergestein**

-  **Künstliche Auffüllungen**  
Unterschiedlich siltige Kies-Sand-Gemische mit variablem Anteil an Steinen und Blöcken sowie evtl. organischen Beimengungen und Fremdstoffen, heterogen gelagert.
-  **Hangsedimente / Hangschutt**  
Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken sowie organischen Beimengungen, sehr locker bis locker gelagert, tw. mitteldicht gelagert.
-  **Moränenablagerungen**  
Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken (Findlingen), komplex aufgebaut tw. Diamiktite, dicht bis sehr dicht, lokal mitteldicht, Oberfläche tw. locker gelagert. Zwischenschichten aus fast sauberem bis leicht siltigem Sand mit tw. Kies, locker gelagert.

**Felsen der Unteren Süsswassermolasse**

 Wechsellagerungen aus mächtigen (mehrere Meter) gut geschichteten Sandsteinen (dünnplattig bis dickbankig) mit Konglomeraten einerseits, sowie einer Wechsellagerung aus weicherem und verwitterungsanfälligeren, sowie schiefrigen Silt- und Schlammsteinen mit dünnen Sandsteinbänken andererseits.

 **Verwitterungszone des Felsen** (schematisch)

Ausgehend von der dargestellten mittleren Lage der Felsoberfläche ist grundsätzlich mit einer kleinräumigen, kaum prognostizierbaren Reliefamplitude von ca. ± 2 m zu rechnen.

? Unsichere Prognose, bei Bedarf situativ sondieren.

 Ungefähre Lage der Bodenplatte UG

 **Hang- / Kluftwasserdruckflächen (schematisch)**  
Insbesondere nach starken und/oder langanhaltenden Niederschlägen ist mit lokalem Hang- und Kluftwasservorkommen mit einer Druckfläche bis in den Bereich der heutigen Geländeoberkante zu rechnen.

**Lagerungsdichte**

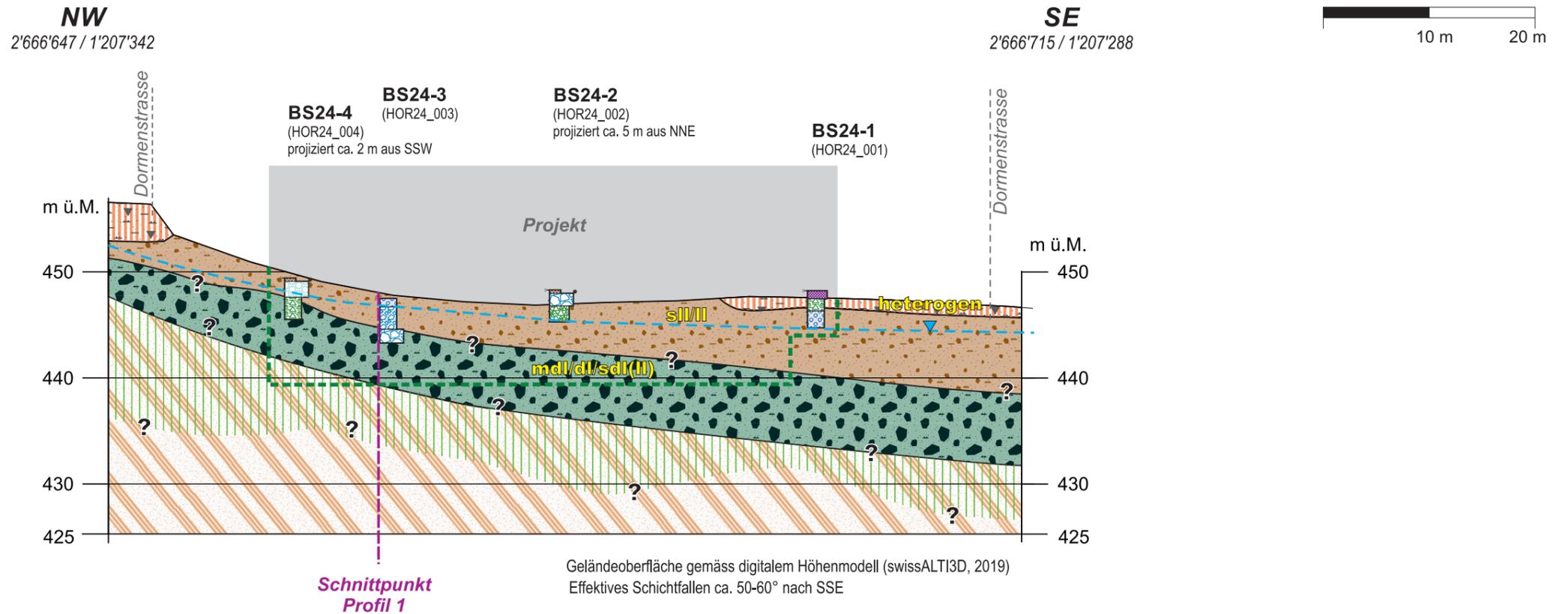
- sl** sehr lockere Lagerung
- md** lockere Lagerung
- dl** mitteldichte Lagerung
- sdl** dichte Lagerung
- sd** sehr dichte Lagerung

**Legende Lockergesteine**

- SIGNATUR KURZBESCHREIBUNG**
-  gGc: korngestützter, gerundeter Kies
  -  gGm: matrixgestützter, gerundeter Kies
  -  gSCc: korngestützter Schutt
  -  GS: Kies-Sand
  -  Dm: matrixgestützter Diamiktit
  -  Dc: korngestützter Diamiktit
  -  S: Sand
  -  Hl: laminierte Wechsellagerung Silt/Feinsand
  -  Hb: Wechsellagerung Silt/Feinsand
  -  Fm: massives Feinsediment (toniger Silt, Silt)
  -  Fl: laminiertes Feinsediment
  -  P: Torf
  -  B: Boden
  -  C: Seekreide (in Bohrungen nicht vorhanden)
  -  BET: Beton
  -  ASP: Asphalt-Belag
  -  KAUF: Künstliche Auffüllung

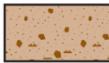
# Geologisches Profil 2

1 : 500 / 500



**Legende:**

**Lockergestein**

-  **Künstliche Auffüllungen**  
Unterschiedlich siltige Kies-Sand-Gemische mit variablem Anteil an Steinen und Blöcken sowie evtl. organischen Beimengungen und Fremdstoffen, heterogen gelagert.
-  **Hangsedimente / Hangschutt**  
Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken sowie organischen Beimengungen, sehr locker bis locker gelagert, tw. mitteldicht gelagert.
-  **Moränenablagerungen**  
Unterschiedlich siltiger Sand mit variablem Anteil an Kies, Steinen und Blöcken (Findlingen), komplex aufgebaut tw. Diamiktite, dicht bis sehr dicht, lokal mitteldicht, Oberfläche tw. locker gelagert. Zwischenschichten aus fast sauberem bis leicht siltigem Sand mit tw. Kies, locker gelagert.

**Felsen der Unteren Süsswassermolasse**

-  Wechsellagerungen aus mächtigen (mehrere Meter) gut geschichteten Sandsteinen (dünnplattig bis dickbankig) mit Konglomeraten einerseits, sowie einer Wechsellagerung aus weicherem und verwitterungsanfälligeren, sowie schiefrigen Silt- und Schlammsteinen mit dünnen Sandsteinbänken andererseits.
-  **Verwitterungszone des Felsen** (schematisch)
- ? Unsichere Prognose, bei Bedarf situativ sondieren.

Ausgehend von der dargestellten mittleren Lage der Felsoberfläche ist grundsätzlich mit einer kleinräumigen, kaum prognostizierbaren Reliefamplitude von ca. ± 2 m zu rechnen.

**Ungefähre Lage der Bodenplatte UG**

-  **Hang- / Kluftwasserdruckflächen (schematisch)**  
Insbesondere nach starken und/oder langanhaltenden Niederschlägen ist mit lokalem Hang- und Kluftwasservorkommen mit einer Druckfläche bis in den Bereich der heutigen Geländeoberkante zu rechnen.

**Lagerungsdichte**

- sII** sehr lockere Lagerung
- mdI** lockere Lagerung
- dI** mitteldichte Lagerung
- sdI** dichte Lagerung
- sdII** sehr dichte Lagerung

**Legende Lockergesteine**

- SIGNATUR KURZBESCHREIBUNG**
-  gGc: korngestützter, gerundeter Kies
  -  gGm: matrixgestützter, gerundeter Kies
  -  gSCc: korngestützter Schutt
  -  GS: Kies-Sand
  -  Dm: matrixgestützter Diamiktit
  -  Dc: korngestützter Diamiktit
  -  S: Sand
  -  Hl: laminierte Wechselschichtung Silt/Feinsand
  -  Hb: Wechselschichtung Silt/Feinsand
  -  Fm: massives Feinsediment (toniger Silt, Silt)
  -  Fi: laminiertes Feinsediment
  -  P: Torf
  -  B: Boden
  -  C: Seekreide (in Bohrungen nicht vorhanden)
  -  BET: Beton
  -  ASP: Asphalt-Belag
  -  KAUF: Künstliche Auffüllung

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

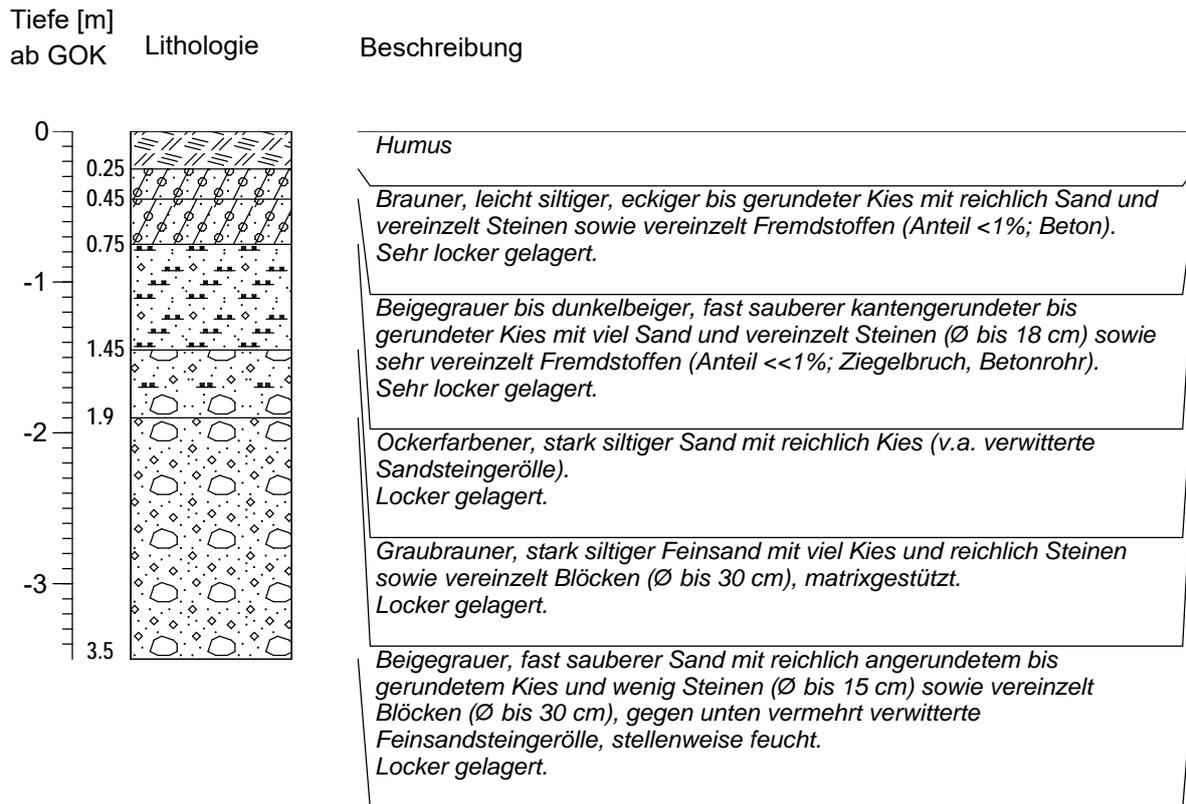
Sondierschlitzz BS24-1

Massstab: **1 : 50**

Profilaufnahme: EL / FG

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'699 / 1'207'301 Terrainhöhe: ca. 448.2 m ü.M.



Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

Sondierschlitze BS24-2

Massstab: 1 : 50

Profilaufnahme: EL / FG

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'683 / 1'207'320 Terrainhöhe: ca. 448.3 m ü.M.



Tiefe [m] ab GOK	Lithologie	Beschreibung
0		<i>Humus</i>
0.3		<i>Brauner, mässig siltiger, eckiger bis angerundeter Kies mit viel Sand und reichlich Steinen (Ø bis 16 cm) sowie wenig Blöcken (Ø bis 80 cm). Locker gelagert.</i>
-1		<i>Graubeiger, stark siltiger Sand mit viel Kies und reichlich Steinen (Ø bis 18 cm) sowie wenig Blöcken (Ø bis 35 cm), Bestandteile: u.a. Sandstein, Kalkstein, Glimmerschiefer, Gneis. An Basis grosser Block (Ø &gt;1 m), nicht mehr baggerbar. Locker gelagert.</i>
-1.5		
-2		
-2.5		
-3		
3.0		

Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.

Mauerfundament bis 1.8 m ab GOK.

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

**Sondierschlitz BS24-3**

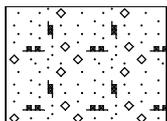
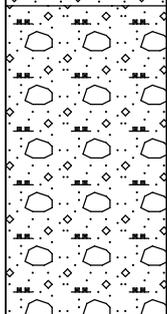
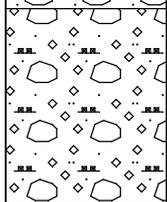
Massstab: **1 : 50**

Profilaufnahme: EL

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'667 / 1'207'326 Terrainhöhe: ca. 447.5 m ü.M.



Tiefe [m] ab GOK	Lithologie	Beschreibung
0		<i>Brauner, leicht siltiger Feinsand mit wenig angerundetem Kies und wenig organischen Beimengungen (humoser Boden).</i>
0.8		<i>Braunbeiger, mässig siltiger Sand mit reichlich eckigem bis kantengerundetem Kies und wenig Steinen sowie vereinzelt Blöcken (Ø bis 35 cm). Locker gelagert.</i>
2.9		<i>Grauer, graubeige gefleckter, mässig siltiger, eckiger Kies mit viel Sand und reichlich Steinen sowie vereinzelt Blöcken, korngestützt, stellenweise feucht bis nass. Locker bis mitteldicht gelagert.</i>
4	4.2	

Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

Sondierschlitz BS24-4

Massstab: 1 : 50

Profilaufnahme: EL

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'659 / 1'207'330 Terrainhöhe: ca. 449.4 m ü.M.



Tiefe [m] ab GOK	Lithologie	Beschreibung
0		<i>Humus</i>
0.3		<i>Beigebrauner, mässig siltiger, kantengerundeter bis angerundeter Kies mit viel Sand und vielen Steinen sowie vereinzelt Blöcken (Ø bis 40 cm). Locker gelagert.</i>
-1		
-1.8		
-2		<i>Grauer bis graubeiger, leicht siltiger Feinsand mit reichlich kantengerundetem bis angerundetem Kies und vereinzelt Steinen, matrixgestützt, Negativabdrücke. Mitteldicht bis dicht gelagert, Bereich Sohle sehr dicht gelagert.</i>
-3		
-3.9		

Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.

# Wohnüberbauung Dormenstrasse Parz. 1640, Horw

# Anhang 3.5

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

Sondierschlitze **BS24-5**

Massstab: **1 : 50**

Profilaufnahme: EL

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'651 / 1'207'316 Terrainhöhe: ca. 442.3 m ü.M.



Tiefe [m] ab GOK	Lithologie	Beschreibung
0		<i>Humus</i>
0.3		<i>Braunbeiger, mässig siltiger Sand mit reichlich eckigem bis kantengerundetem Kies und reichlich Steinen sowie vereinzelt Blöcken (Ø bis 70 cm).</i>
1.6		<i>Grauer, mässig siltiger Sand mit reichlich kantengerundetem bis gerundetem Kies und wenig Steinen sowie vereinzelt Blöcken (Ø bis 50 cm), matrixgestützt, Negativabdrücke. Mitteldicht bis dicht gelagert, ab 3.2 m dicht bis sehr dicht gelagert.</i>
3.4		

Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.

Tribschenstr. 61 6005 Luzern

E-Mail buero@keller-lorenz.ch

Tel 041 310 51 02 Fax 041 312 50 76

Architekt: Galliker und Riva Architekten AG

Ingenieur: -

Dossier: **24 6502**

Sondierschlitze **BS24-6**

Massstab: **1 : 50**

Profilaufnahme: EL

Aufnahmedatum: 28.02.2024

Koordinaten: ca. 2'666'663 / 1'207'312 Terrainhöhe: ca. 442.6 m ü.M.



Tiefe [m] ab GOK	Lithologie	Beschreibung
0		<i>Humus</i>
0.4		<i>Braunbeiger, mässig siltiger Sand mit reichlich eckigem bis kantengerundetem Kies und reichlich Steinen sowie wenig Blöcken. Locker gelagert.</i>
1.3		<i>Ockerbeiger, mässig siltiger, eckiger bis kantengerundeter Kies mit reichlich Sand und reichlich Steinen sowie reichlich Blöcken (Ø bis 80 cm, an der Sohle &gt;1 m), stellenweise feucht bis nass. Mitteldicht bis dicht gelagert.</i>
2.7		

Standfestigkeit: Schlitzwände kurzzeitig standfest.

Hydrogeologie: Keine Wassereintritte.