

Berechnung des Einflusses von Bauten im Grundwasser

Nachweis der Erhaltung der
Durchflusskapazität (GSchV)

**Neubau REGA Kägiswil
Flugplatz Kägiswil
Brünigstrasse/Schatzli, P. 444
6060 Sarnen OW**

Projekt-Nr.

2025 – 0210.2

Besteller / Bauherrschaft

Schweizerische Rettungsflugwacht
Rega-Center
Postfach 1414
8058 Zürich-Flughafen

Generalplaner

Strüby Konzept AG
Steinbislin 2
6423 Seewen SZ

03. Juli 2026 (revidierte Fassung vom 14.01.2026)

Geologik AG

Büttenenhalde 42 Parkstrasse 2
CH-6006 Luzern CH-6410 Goldau

T 041 375 61 00

info@geologik.ch

www.geologik.ch

Inhaltsverzeichnis

1. Anlass und Auftrag	3
Verwendete Unterlagen	3
2. Geologisch-hydrogeologische Übersicht	4
3. Hydro-/Geologie im Detail	4
3.1. Geologische Erkenntnisse der Sondierungen	4
3.2. Hydrogeologische Rahmenbedingungen	6
4. Durchflusssnachweis	7
4.1. Projektbeschreibung	7
4.2. Durchfluss gemäss Merkblatt Szenario 2: Bauten mit Pfahlfundation	7
5. Interessenabwägung	8

Anhang

Anhang 1	Situation mit Pfahlplan und Grundwasserverhältnissen (M 1 : 500)
Anhang 2	Schematischer geologischer Profilschnitt mit Berechnung der Durchflussverminderung (M 1 : 500 & M 1 : 750)

1. Anlass und Auftrag

In Sarnen soll beim Flughafen Kägiswil der neue Hauptsitz für die Schweizerische Rettungsflugwacht *REGA* realisiert werden. Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden im Februar 2025 elektrische Drucksondierungen und Baggersondierungen abgeteuft, auf dessen Grundlage das erste geotechnische Gutachten erstellt wurde (unser Bericht-Nr. 2025 – 0210 vom 27.02.2025). Technisch bedingt konnte mit den Drucksondierungen nur knapp 50 cm tief in die (sehr) harten Schotter eingedrungen werden, sodass noch diverse Unsicherheiten zum Baugrundmodell, insbesondere hinsichtlich der Erdbebensicherheit (seismische Baugrundklasse) sowie der (Pfahl-)Fundation und der damit einhergehenden Verminderung der Durchflusskapazität, bestanden.

Daher wurden im Herbst 2025 in einer zweiten Sondierkampagne tiefere Kernbohrungen und geophysikalisch-seismische Untersuchungen durchgeführt. Damit konnte die Mächtigkeit der Flussschotter zur Beurteilung der Pfahlfundation und der Aquifer-Mächtigkeit erkundet und bestimmt werden.

Da sich das Areal im Gewässerschutzbereich A_U befindet, dürfen gemäss der Gewässerschutzverordnung (GSchV) vom 28.10.1998 (Anhang 4, Ziffer 2) sämtliche Anlagen (Gebäudeteile, Pfähle etc.), die unter den mittleren Grundwasserspiegel zu liegen kommen, nur mit Ausnahme-Genehmigung der Behörden erstellt werden. Um die Bewilligungsaufgaben zu erfüllen, darf die Durchflusskapazität des Grundwassers gegenüber dem unbeeinflussten Zustand um höchstens 10% vermindert werden.

Mit dem hier vorliegenden Bericht soll diese Thematik behandelt und die Durchflussverminderung beziffert werden; gleichzeitig bedeutet er eine Revision unseres Berichts Nr. 2025-0210.1 vom 14.01.2026, da im Zuge der Projektentwicklung das Pfahlraster optimiert und der Pfahldurchmesser von ursprünglich 520 mm auf neu 500 mm reduziert wurde. Als Grundlage für die Berechnung dient das Merkblatt «Bauten im Grundwasser» der zentralschweizerischen Umweltfachstellen.

Verwendete Unterlagen

1. Pläne und Schnitte (Baueingabe, 10.10.2025): Stücheli Architekten AG, Zürich
2. Pfahlberechnungen: CES Bauingenieur AG (02.07.2026)
3. Swisstopo: u.a. Geologischer Atlas der Schweiz, Blatt Alpnach, LK-Nr. 1170
4. Geoportal des Kantons und Amt für Landwirtschaft und Umwelt Obwalden
5. Baugrundbericht zum Neubau REGA Kägiswil, Geologik AG, Bericht-Nr. 2025-0210, 17.11.2025
6. Archiv Geologik AG, Luzern/Goldau
7. Bauten im Grundwasser, Berechnungsgrundlagen, Umwelt Zentralschweiz, Januar 2024

2. Geologisch-hydrogeologische Übersicht

Das Sarneraa-Tal ist ein glazial stark ausgetieftes Tal, welches sich während den letzten Eiszeiten bildete. Die Tiefe dieses Sedimentbeckens kann aus dem «Mächtigkeitsmodell des Lockergesteins» von swisstopo auf zwischen rd. 75-100 m (süd-westlicher Bereich) und 100-150 m (nord-östlicher Bereich) abgeschätzt werden und deckt sich mit den geophysikalisch-seismischen Untersuchungen [5].

Der tiefere felsige Untergrund wird hier von Gesteinen der sogenannten *Drusbergdecke* aufgebaut.

Im Laufe mehrerer Kälteperioden wurde das *Sarneraa-Tal* zuletzt vom *Brünig-Arm* des *Aaregletschers* modelliert, wobei in mehreren Vorstoss- und Rückzugsstadien ältere Ablagerungen ausgeräumt oder überprägt und neu aufgeschichtet wurden. Noch gegen Ende der letzten Kaltzeit (*Würm-Eiszeit*) bildete der *Sarnersee* mit dem *Alpnachersee* ein zusammenhängendes Becken, welches dann aber durch seitliche Schuttfächer eingeengt und schliesslich abgetrennt wurde.

Die *Sarner Aa* füllte als (post-)glaziale Entwässerungsrinne den Talboden zunächst mit jungen Alluvionen aus weitgehend grobkörniger Schuttfracht (Fluss-Schotter) auf. Mit dem allmählichen Rückgang des Gletschers und der anschliessenden Einschnürung des Seebeckens folgten feinkörnige Ablagerungen bis hin zu (teilweise torfigen) Verlandungsbildungen.

Diese alluvialen Schuttfächer der *Sarner Aa* bilden innerhalb der grobkörnigen und gut durchlässigen Schichten einen ergiebigen Grundwasserkörper, welcher z.T. auch zur Wasserversorgung genutzt wird. Gemäss der kantonalen Gewässerschutzkarte wird das Baugebiet dem Gewässerschutzbereich **A₀** zugewiesen, d.h. nutzbare unterirdische Gewässer sowie deren Randgebiete.

3. Hydro-/Geologie im Detail

Auszug aus o.g. Baugrundbericht [5]:

Mit den Baggersondierungen und Kernbohrungen wurden die Zusammensetzung und die Lagerungsverhältnisse der Lockergesteine auf und unter dem Fundationsniveau abgeklärt und beurteilt. Zusätzlich wurden tief reichende elektrische Drucksondierungen (CPTU) durchgeführt, wo während des Eindringens der Sonde fortlaufend und tiefenbezogen der Spitzenwiderstand, die Mantelreibung und der Porenwasserdruck aufgezeichnet wurden. Mit den seismischen Untersuchungen wurde der noch tiefere lokale Schichtaufbau bis auf den Fels sowie das standortspezifische Antwortspektrum zur Bestimmung der seismischen Baugrundklasse abgeklärt.

3.1. Geologische Erkenntnisse der Sondierungen

Der Aufbau des natürlich gewachsenen Untergrundes beginnt mit dem humosen **Ober- und Unterboden** (Einheit 1), wo stellenweise auch **künstliche Auffüllungen** (< 1%) aus Steinen mit wenig Ziegelbruchstücken vorkommen. Darunter folgen rd. 16-20 m mächtige **See- und Deltaablagerungen** (Einheit 2) aus mehrheitlich schwach sandig-kiesigem Ton und Silt mit torfigen Zwischenschichten. Darin

sind auch unregelmässig grobkörnige Linsen aus stark sandigem und steinigem Kies eingeschaltet. Die tiefste sondierte Einheit bilden sehr harte **Fluss-Schotter** (Einheit 3) aus sandigem Kies: gemäss den Scherwellengeschwindigkeiten der Seismik sind diese bis in eine Tiefe von rd. 36-41 m (resp. bis 60 m mit dem Reflexionsmodell) dicht gelagert (Schichteinheit 3.1) und bis 100-107 m (resp. 124 m) sogar sehr dicht und hart gelagert (Schichteinheit 3.2).

Ab einer Tiefe von 184-218 m unter Terrain konnte eine Einheit aus **Moräneablagerungen** (im Bericht der Geoprofile GmbH allerdings unbekannterweise als *Flysch* bezeichnet) bestimmt werden, an die sich dann der **Fels** anschliesst. Diese beiden untersten Einheiten sind für die weiteren geotechnischen Betrachtungen nicht relevant und werden daher nicht näher behandelt.

Gestützt auf diese Informationen können die einzelnen Schichten aus bautechnischer Sicht zu einem vereinfachten Baugrundmodell gemäss Tabelle 1 zusammengefasst werden. Die geologischen Verhältnisse des Baugrundes sind im Anhang 2 graphisch dargestellt.

Tabelle 1: Schichtenverzeichnis

Einheit // Schicht	Schicht- mächtigkeit [m u. OKT]	Materialbeschreibung	Geologische Identifikation	Geotechnische Einstufung
1	0.0 – 0.5	Silt bis Ton , schwach sandig, schwach kiesig und Steine , tonig, siltig, mit wenig Ziegelbruchstücken, organisch, durchwurzelt, steife Konsistenzen, Brauntöne	Ober- und Unterboden inkl. künstliche Auffüllung	locker gelagert, grosses Setzungspotential
2	0.4 – 16 bis 20 m	Wechselschichtung aus Ton & Silt , schwach sandig, schwach kiesig, torfig bis reiner Torf , sehr weich bis steif, mit Kies , stark sandig, steinig, schwach tonig, schwach siltig, z.T. Schichtwasser Schwarz-, Braun- und Grautöne	See- und Deltaablagerungen mit Verlandungsbildungen	(sehr) locker gelagert, grosses Setzungspotential
3.1 + 3.2	ab rd. 16 bis 20	Kies , sandig, steinig, dicht bis sehr dicht gelagert, Grundwasser führend	Fluss-Schotter	hart bis sehr hart gelagert, geringes Setzungspotential
4	ab rd. 180	i.d.R. Kies , tonig-siltig, sandig, steinig	Moräne	dicht, hart
5	ab rd. 200	Mergel (Drusberg-Decke, Helvetikum)	Fels	praktisch inkompressibel

3.2. Hydrogeologische Rahmenbedingungen

Gemäss der kantonalen Grundwasserkarte befindet sich das Bauareal in einem *kleinräumigen Vorkommen* (vgl. Abbildung 1), wo keine Grundwassermächtigkeiten und -höhen ausgeschieden sind (i.d.R. aufgrund fehlender Untersuchungen/Daten etc.). Die Durchlässigkeit wird als gering eingestuft: dies kann mit den bindig-tonigen Seeablagerungen erklärt werden, die bis in eine Tiefe von rd. 17 bis 18 m unter Gelände reichen und keine aktive Grundwasserzirkulation erlauben. In dazwischen eingeschalteten grobkörnigen Lagen/Rinnen/Bahnen kann sich zwar Wasser einstauen, ist aber in diesen «Wassertaschen» gefangen.

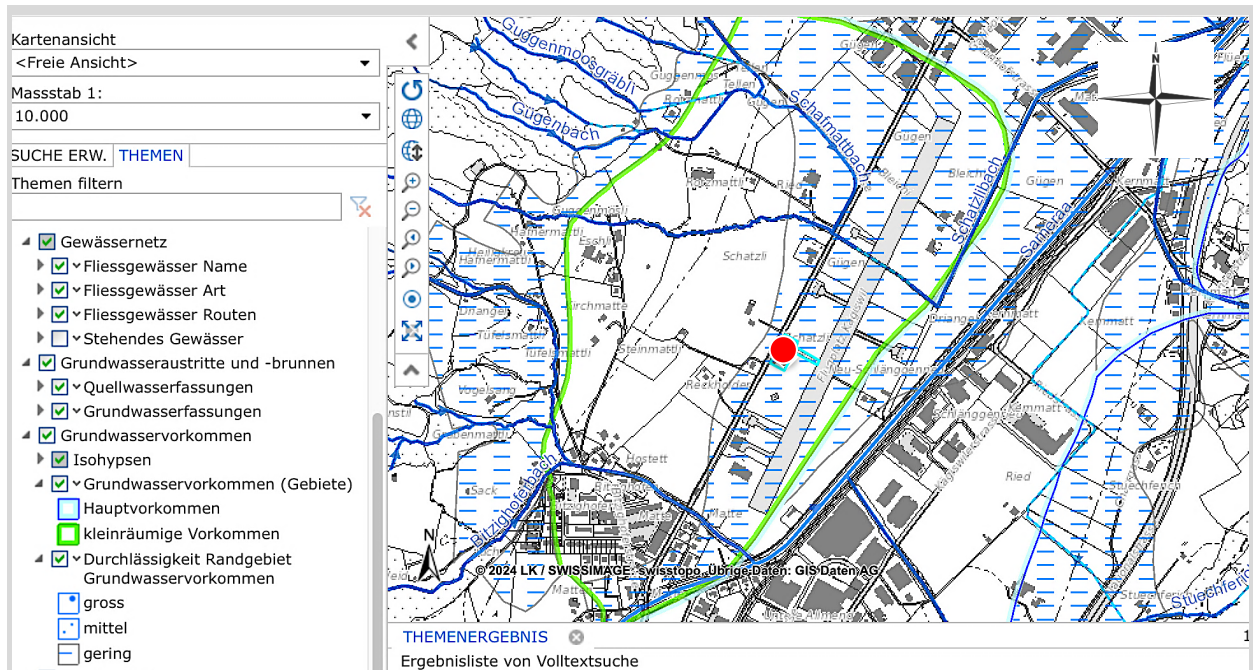


Abbildung 1: Grundwasserkarte im Umfeld vom Projektstandort (roter Punkt) / Quelle: GiS Kt. OW.

Anhand der neuen Sondierungen erweitern sich u.E. die Kenntnisse über das lokale Grundwasservorkommen: der eigentliche Aquifer beginnt hier erst mit den Schottern (sandige Kiese etc.) ab rd. 17 bis 18 m unter Terrain, die sich bis in eine Tiefe von mindestens 40 m und mehr erstrecken. Deren Durchlässigkeit kann erfahrungsgemäss in einem Rahmen von rd. $10E-04$ – $10E-03$ m/s abgeschätzt werden, was einem mittleren bis guten Wert entspricht. Wie die noch tiefer liegenden, sehr dicht gelagerten Schotter auftreten, ist spekulativ. Eine direkte Korrelation mit benachbarten Bohrungen entlang der *Sarneraa* ist nicht möglich, da dort die Schotter/Flusskiese viel früher beginnen und eine viel stärkere Verzahnung mit Überschwemmungssedimenten entlang vom Flusslauf stattgefunden hatte.

Während den Baggersondierungen wurden nur einzelne vernässte und schichtwasserführende Bereiche angetroffen, ohne direkte Zuordnung eines Grundwasserspiegels. Hingegen konnte in den Piezometern der Kernbohrungen am 08.10.2025 ein Grundwasserspiegel im Rahmen von 2.7 bis 3.05 m unter Gelände gemessen werden, was einer Höhe von 462.3 bis 462.55 m ü. M. entspricht. Für längere Messperioden können die Piezometer z.B. mit einem automatischen Datenlogger ausgestattet werden, damit sich die Schwankungsbreite des Grundwasser(druck)spiegels für die Tiefbauarbeiten (Kanalisation, Leitungen, Schächte, Tank etc.) besser beurteilen lässt.

Wir gehen mit heutigem Kenntnisstand zunächst davon aus, dass es sich bei den Grundwasserhöhen generell um einen Druckspiegel handelt, der von den Schottern unterhalb der See- und Deltaablagerungen ab 17 bis 18 m unter Terrain stammt. Die tonigen Deckschichten wirken wie ein dichter Deckel, so dass das Grundwasser nur dann aufsteigen kann, wenn diese durchstossen werden.

4. Durchflussnachweis

4.1. Projektbeschreibung

Der Neubau umfasst das 6-stöckige Rega-Verwaltungsgebäude (zzgl. Traforaum und unterirdischer Tank ausserhalb des Neubaus) sowie das Maintenance-Gebäude, welche mit einer unterirdischen Einstellhalle miteinander verbunden sind. Nordostseitig ist zudem ein Baufeld für ein noch nicht weiter konkretisiertes Bauvorhaben angedacht.

Das Baunull für das Rega-Projekt beträgt 469.90 m ü. M. und ist über die Oberkante Fertig Boden im Erdgeschoss (OK FB EG) definiert. Die Bodenplatte der Maintenance-Halle kommt ebenerdig zum bestehenden Terrain zu liegen, was für das Planum auf dem Untergeschoss-Niveau einer Höhe von rd. 464.25 m ü. M. entspricht.

Wegen den mächtigen, oberflächennah sehr locker gelagerten und weichen See- und Deltaablagerungen mit torfigen Verlandungsbildungen (Einheit 2) kommt als setzungs- resp. schadenfreie Foundation nur eine Pfahlgründung in Betracht. Diese ist ohnehin im Rahmen einer erdbebensicheren Bauweise (Bauwerksklasse II; bedeutende Infrastrukturfunktion) unabdingbar.

Es sind Vollverdrängerbohrpfähle (*FDP/Full Displacement Pile*) mit Durchmessern von 500 mm geplant. Diese werden zwischen 7-8 m in die harten und dicht gelagerten Fluss-Schotter (Einheit 3.1) eingebunden, sodass die Pfahllängen rein rechnerisch rd. 24-26 m betragen werden (altes Projekt: Einbindetiefe 3 m, Totallänge ca. 20 m). Insgesamt sind rd. 590 Pfähle projektiert.

Die durchflussrelevanten Bauteile, welche dauerhaft unter dem mittleren Grundwasserspiegel liegen werden, sind einzig die Fundationspfähle für den Neubau sowie für den Traforaum und den unterirdischen Tank.

4.2. Durchfluss gemäss Merkblatt Szenario 2: Bauten mit Pfahlfundation

Für die Durchflussbetrachtungen ist der sogenannte *ungünstigste Querschnitt* mit der grössten Durchflussverminderung senkrecht zur Grundwasserfliessrichtung zu betrachten [7]. Die Durchlässigkeit (kf) des Aquifers ist nicht relevant. Der eigentliche Aquifer wird durch die dicht gelagerten Fluss-Schotter (3.1) aufgebaut. Ab einer Tiefe von 36-41 m unter Terrain ist deren Lagerungsdichte sehr gross (3.2), sodass sie wahrscheinlich eine verminderte Wasserzirkulation erlauben. Bei den hier vorliegenden Berechnungen wurden sie daher als Grundwasserstauer betrachtet.

Die durchströmte Fläche des Grundwasserleiters im **natürlichen Zustand** berechnet sich aus der Gebäudebreite und der Aquifer-Mächtigkeit. Bei der Aquifer-Mächtigkeit gehen wir davon aus, dass mindestens die dicht gelagerten Fluss-Schotter als Grundwasserleiter wirken. Diese stehen ab einer Tiefe von rd. 447.5 m ü. M. an und reichen bis rd. 425.0 m ü. M., was eine Mächtigkeit von ca.

22 m ergibt. Es wurden drei ungünstige Querschnitte ausgemacht (Schnitte A-C; vgl. Anhang 1). Von diesen drei Schnitten ist der **Schnitt C** derjenige mit der grössten Durchflussverminderung. Entlang dieses Schnitts berechnet sich die durchströmte Fläche im natürlichen Zustand als **$A = 82 \text{ m} \cdot 22 \text{ m} = 1'804 \text{ m}^2$** .

Es sind hier alle Pfähle zu berücksichtigen, welche mit dem Ersatzpfahldurchmesser (Korrekturfaktor von 1.1 für Vollverdrängerbohrpfähle) den ungünstigsten Querschnitt berühren. Der Ersatzpfahldurchmesser beträgt 0.550 m (500 mm x 1.1). Daraus berechnet sich die angeströmte Pfahlfläche zu **$B = 14 \cdot 0.50 \text{ m} \cdot 8 \cdot 1.1 = 61.6 \text{ m}^2$** (vgl. Anhang 2 zur Berechnung).

Die Durchflussverminderung durch die Pfähle beträgt damit rd. **3.4%** (altes Projekt: max. 1.4%). Die grössere Durchflussverminderung im Vergleich zum früheren Projekt ist auf die grössere Einbindetiefe der Pfähle im Aquifer zurückzuführen. Aufgrund von Anpassungen an die Gebäudelasten wurde diese von 3 m auf 7-8 m erhöht, gleichzeitig aber der Pfahldurchmesser von 520 mm auf 500 mm reduziert.

Bei den restlichen ungünstigen Querschnitten A und B ergibt sich eine Durchflussverminderung von 3.3% und 2.7%. Somit ist unseres Erachtens die Erhaltung der Durchflussskapazität erfüllt.

5. Interessenabwägung

Auf Grundlage des Bundesgerichtsentscheides 1C_460/2020 vom 30. März 2021 wird die Erteilung von Bewilligungen zur Verminderung der Durchflussskapazität unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels vom Verordnungsgeber ausdrücklich als Ausnahme bezeichnet. Dies legt eine zurückhaltende Anwendung der Norm nahe. Für die Erteilung einer Ausnahmegewilligung gemäss Anhang 4 Ziff. 211 Abs. 2 der Gewässerschutzverordnung vom 28. Oktober 1998 (SR 814.201, GSchV) ist eine Interessenabwägung erforderlich. Dabei müssen die privaten und öffentlichen Interessen an einer Verminderung der Durchflussskapazität die entgegenstehenden Gewässerschutzinteressen überwiegen und es dürfen keine längerfristigen nachteiligen Einflüsse auf das Grundwasser resultieren.

Demnach muss der Gesuchsteller die Interessen für und gegen einen Einbau unter den mittleren Grundwasserspiegel immer aufzeigen. Zu betrachten sind nicht einzig die Gewässerschutzinteressen, sondern auch die projektspezifischen Belange, welche sich aber nur auf den Einbau unter den mittleren Grundwasserspiegel beziehen.

Der oberflächennahe geologische Aufbau besteht überwiegend aus weichen See- und Deltaablagerungen mit torfigen Verlandungsbildungen, die den Aquifer (Fluss-Schotter) bedecken. Die wenigen kiesigen Linsen führen zwar Wasser, da sie aber lateral nicht verbunden sind, ist das Kriterium der Zusammenhängigkeit und damit die Einteilung als Grundwasserkörper nicht erfüllt. Diese bindigen Deckschichten sind nur sehr locker bis locker/weich gelagert und erfüllen die hohen Anforderungen an die vorgeschriebenen Tragfähigkeiten nicht. Eine Realisierung des Bauprojektes ist nur möglich, wenn die Bauwerkslasten auf/in die darunter liegenden, hart gelagerten und Grundwasser führenden fluvialen Schotter abgetragen werden. Da die Schichten jedoch erst ab rd. 17 m unter Terrain resp. der geplanten Bauwerkssohle anstehen, sind sie nur mittels einer Pfahlfundation erreichbar. Somit wurde das Pfahlraster bereits vorgängig unter Berücksichtigung der Erhaltung der Durchflussskapazität

optimiert. Insgesamt resultiert eine Durchflussverminderung von rd. 3.4% (gemäss Berechnungsgrundlagen der zentralschweizerischen Umweltfachstellen). Bei dieser Berechnung wurden die schlechtesten Bedingungen betrachtet, welche die grösstmögliche Durchflussverminderung verursachen. Der berechnete Wert ist noch deutlich unter den 10%, womit allfällige Unsicherheiten resp. lokale Schwankungen der Aquifer-Mächtigkeiten «kompensiert» und die Reserven ausreichend sind. Ein ähnliches Bild zeigt sich bei zwei anderen Schnitten (A und B), wo eine Durchflussverminderung von 2.7 bis 3.3% berechnet wurde.

Streng genommen könnten auch die sehr harten Schotter (Schicht 3.2) zum Aquifer gezählt werden, wenn auch mit einer stark verminderten Durchlässigkeit. Dadurch würde die Gesamtmächtigkeit der Grundwasser führenden Zone noch viel weiter erhöht und die prozentuale Durchflussverminderung noch kleiner ausfallen.

Mit dem neu angepassten Projekt sind grössere Stützenlasten entstanden, wodurch die Pfähle nun tiefer im Untergrund eingebunden werden müssen, als dies ursprünglich der Fall war und die Durchflussverminderung gegenüber dem alten Projekt leicht grösser ausfällt (vgl. Durchflussnachweis; Bericht-Nr. 2025-0210.1 vom 14.01.2026). Um dennoch im Sinne einer Projektoptimierung hinsichtlich des Gewässerschutzes arbeiten zu können, wurde im Gegenzug der Durchmesser von 520 mm auf 500 mm reduziert und das Pfahlraster leicht angepasst. Erfahrungsgemäss ist es auch nicht ganz ausgeschlossen, dass mit dem Verdränger-Pfahlssystem in den harten Schottern die erforderlichen Traglasten schon früher erreicht werden können, als es rein rechnerisch nötig wäre – dies werden die Pfahlprüfungen zeigen, so dass hier eine weitere Optimierung möglich wäre.

Da davon auszugehen ist, dass die Pfählungsarbeiten erwartungsgemäss mit der nötigen Sorgfalt und unter Einhaltung der entsprechenden gewässerschutzrechtlichen und sonstigen Vorschriften durchgeführt werden, kann auch eine langfristige Beeinträchtigung der Grundwasserqualität ausgeschlossen werden.

Luzern, 03. Juli 2026

Wolfgang Richter, Geologe CHGEOL
Qualitätssicherung
Tel. direkt: 041 375 61 04
mail: wolfgang.richter@geologik.ch

Stefan Schunck, Geologe
Sachbearbeitung