

# Unter dem zweiten Turm

Der Pharmakonzern Roche baut derzeit in Basel den zweiten Turm auf dem Areal. So ein Gebäude braucht ein solides Fundament. Die Ingenieure berichten, welche Lösungen sie für den Bau im beengten Umfeld gefunden haben.

Text: Laurent Pitteloud, Ralf Hebecker, Jörg Meier

**D**as Roche-Areal in Basel erhält in den nächsten Jahren ein neues Gesicht. Der Konzern investiert rund 3 Mrd Fr. in Forschungs- und Büroinfrastruktur. Dazu gehören auch die «Zwillingstürme», bestehend aus dem 178m hohen und 2015 eingeweihten «Bau 1» und dem Bürogebäude «Bau 2», das eine Höhe von 205 m erreichen wird. Die Fundationsarbeiten des zweiten Turmes sind abgeschlossen, die Rohbauarbeiten dagegen noch in vollem Gang. Gemäss Terminprogramm wird der Rohbau seine endgültige Höhe gegen Ende 2020 erreichen. Der Neubau mit 50 Ober- und drei Untergeschossen wird bis zu 2400 Arbeitsplätze bieten, soll 550 Mio. Fr. kosten und voraussichtlich 2022 bezogen werden. «Bau 2» wird den ersten Turm (Bau 1) um 27 m überragen. Obwohl er mit einer charakteristischen Gesamtlast von ca. 1800 MN (180000 t) schwerer sein wird als sein Zwillingbruder, steht er auf einer kleineren Grundfläche.

## Die Lücke nutzen

Für die Erstellung der drei Untergeschosse des neuen Turms mit Geschosshöhen bis zu 8.5 m wurde eine 20 m tiefe Baugrube mit Vertiefungen bis 22.5 m ausgehoben.

Eine erhöhte Aufmerksamkeit wird der Lage des neuen Turms inmitten eines dicht bebauten Areals zuteil. Besonders die unmittelbare Nähe des erschütterungs- und setzungsempfindlichen Biotechnologie-Produktionszentrums (Bau 95) mit zwei Unter- und sechs Obergeschossen im Westen der Baugrube, hat die geotechnische Planung vor eine Herausforderung gestellt.



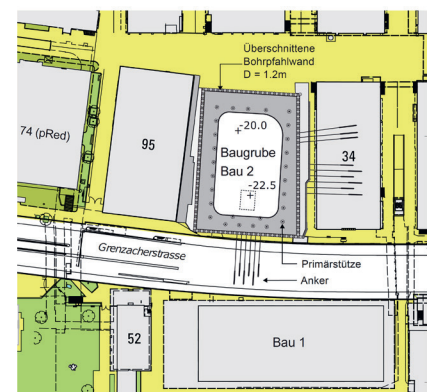
Visualisierung des Roche-Standorts bis 2023.

Dank der positiven Erfahrungen und der guten Zusammenarbeit bei Bau 1 hat die Bauherrschaft sich dazu entschlossen, das gleiche Team mit der Planung und Bauleitung zu beauftragen. So konnte auf bestehendes Wissen aufgebaut und dieses optimiert werden.

## Baugrundverhältnisse

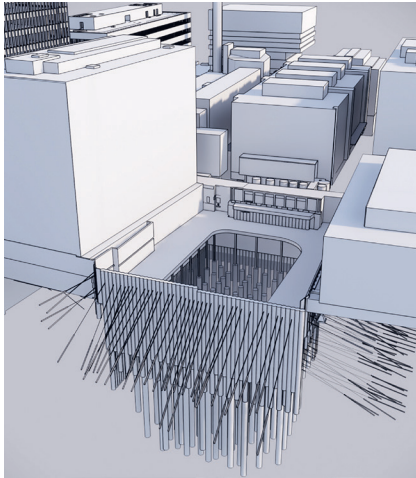
Das Baufeld des Bau 2 liegt im Rheintal. Hier hat sich der Fluss in den Molasseuntergrund eingeschnitten und auf diesen Alluvionen, die sogenannten Rhein-Niederterrassen, abgelagert. Diese zeichnen sich durch eine in der Regel gute Tragfähigkeit und geringe Setzungsempfindlichkeit aus. Jedoch sind ebenfalls wenig standfeste Sand- und Rollkieslagen vorhanden, die zum Teil empfindlich auf Störungen wie Erschütterungen und Vibrationen reagieren können.

Vereinzel treten in den Niederterrassenschottern über den gesamten Tiefenbereich, zu Nagelfluh verkitetete Schotterbänke mit einer Mächtigkeit von bis zu 2m auf. Erfahrungen von Bau 1 haben gezeigt, dass diese zementierten Nagelfluhlagen sowohl bei der Anker- als auch bei der Bohrfahlerstellung grosse Pro-



Projektstandort mit Nachbargebäuden





**Baugruben- und Fundationskonzept**  
(Auszug BIM-Modell)

bleme durch ihre hohen Festigkeiten bereiten können. So kann zum Beispiel das Antreffen einer zementierten Nagelfluhbank bei der Ankerherstellung erhebliche Bohrlochabweichungen zur Folge haben, was zu einer Verklemmung, im schlimmsten Fall jedoch zu einem Abriss des Bohrgestänges oder zu einer Beschädigung benachbarter Bauwerke führen kann. Nagelfluhlagen können auch bei der Realisierung von Grossbohrpfählen zu Schwierigkeiten führen. Neben einer Leistungsminderung des Bohrbetriebs kann es zu Schwierigkeiten beim Rückzug der Verrohrung aus dem Baugrund kommen, die bei der Erstellung der Fundation von Bau 2 zum Verlust eines Rohrstranges geführt haben.

Unter den Niederterrassenschottern folgt ab einer Tiefe von ca. 17m der tertiäre Molasseuntergrund, bestehend aus Cyrenenmergel und Elsässer Molasse. Im Allgemeinen ist die Molasse ein gut tragfähiger Baugrund, der in sandig-siltigen Zonen gut baggerbar ist, in mergeligen oder kalkigen Bereichen jedoch mit schwerem Gerät (Reisszahn) gelöst werden muss. Beim Freilegen der Aushubsohle entstehen auf diese Weise manchmal ungewollt Vertiefungen, die mit tragfähigem Material aufgefüllt werden müssen.

Sobald die Molasse der Atmosphäre ausgesetzt ist und unter Wassereinfluss steht, geht die vorhandene Festigkeit (Kohäsion) besonders bei zusätzlicher mechanischer Belastung schnell verloren

und die Molasse zerfällt in einen weichen, je nach Wasserzufuhr gar breiigen Zustand.

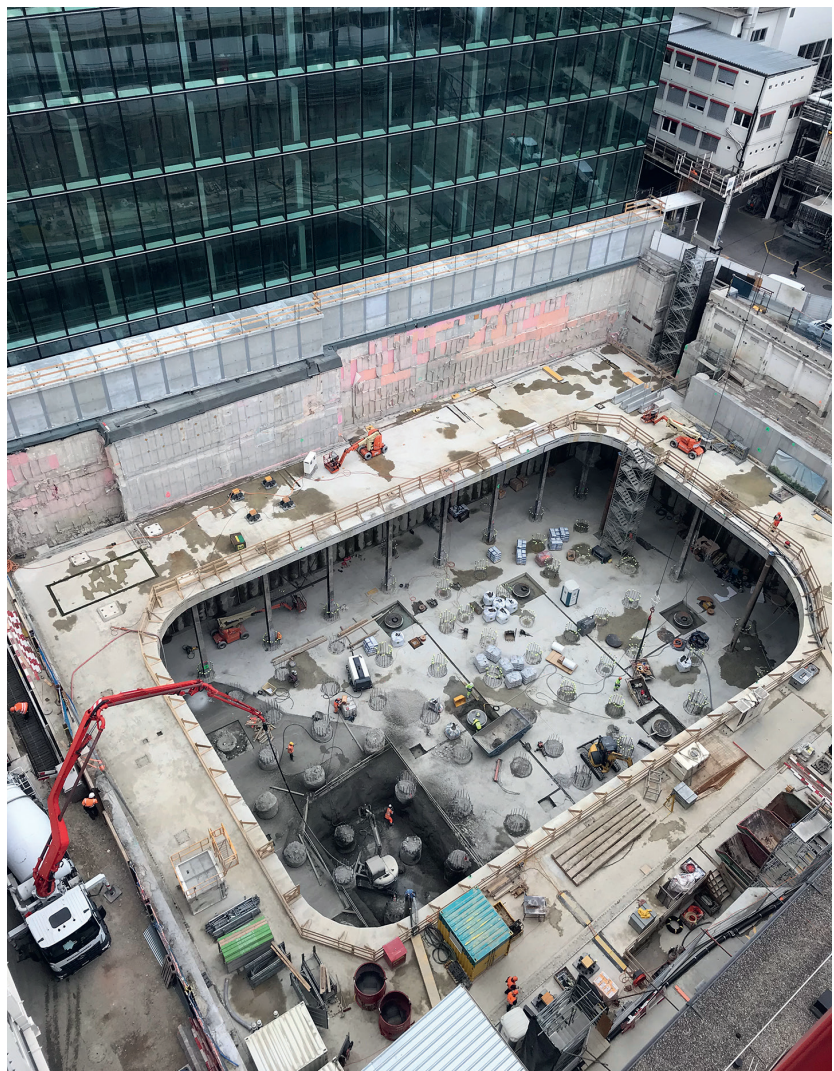
In den Niederterrassenschottern zirkuliert Grundwasser und wird über dem Molasseuntergrund gestaut. Der Grundwasserspiegel schwankt in Abhängigkeit des Rheinpegels und liegt im Mittel bei 11.6 m resp. im Hochwasserfall 10.3 m unter der Geländeoberkante (246.20 m ü. M. resp. 247.50 m ü. M.) und somit 10.0 m resp. 12.3 m über dem Tiefpunkt der Baugrubensohle.

## Anforderungen

Die Herausforderungen, denen sich die geotechnische Planung stellen musste, waren nicht allein geotechnischer Natur. Sie betrafen ebenso das aus sensiblen Roche-Gebäuden

und Roche-Anlagen bestehende Umfeld, deren Beschädigung bzw. deren Beeinträchtigung der Funktionsfähigkeit ein grosses Risiko mit hohen finanziellen Folgen darstellte. So befindet sich in unmittelbarer Nachbarschaft der erschütterungs- und verformungsempfindliche Bau 95, in dem sich eine Pharmaproduktionsstätte befindet, deren Betriebsstörungen erhebliche Folgeschäden nach sich ziehen würde.

Im Norden des Bau 2 befindet sich eine erschütterungsempfindliche Mittelspannungsschaltanlage. Ebenso sind Verformungen am direkt benachbarten Medienkanal zu vermeiden. Die umwelttechnischen Anforderungen setzen sich aus mehreren Aspekten zusammen. Zum einen ist durch die unter dem Grundwasserspiegel liegende Bau-



Die **Spriessplatte zur Abstützung der Baugrubenwand** wird als Decke über das 3. Untergeschoss in das endgültige Hochhaus-Tragwerk integriert.





Einbau Primärstütze mit Justierrahmen

grubensole ein wasserdichter Verbau zu erstellen. Um den Grundwasserdurchfluss im Endzustand sicherzustellen, musste eine Grundwasserdurchleitung durch die Untergeschosse des Neubaus mittels Horizontalfilterbrunnen gewährleistet werden. Überdies sind die in Betracht zu ziehenden Auswirkungen aus Erdbeben entscheidend und teilweise für die Planung der Foundation massgebend. Über die technischen und umweltrelevanten Herausforderungen hinaus galt es unter Beachtung eines straffen Terminplans, die Kosten in einem vertretbaren Rahmen zu halten.

## Baugrube

Durch die innerstädtische Lage musste die zu erstellende, 20 m tiefe

Baugrube ebenfalls den Ansprüchen des zu erhaltenden, sensiblen Bestandes genügen. Aus diesem Grund fiel die Wahl auf eine überschnittene Bohrpfahlwand, die sich geometrisch optimal dem Bestand anpassen lässt und gleichzeitig bei einer Einbindung in die Molasse einen wasserdichten Verbau darstellt. Darüber hinaus entstehen bei der Erstellung einer Bohrpfahlwand nur sehr geringe Erschütterungen, so dass die Auswirkungen auf das Umfeld auf ein Minimum reduziert werden konnten.

Die Anpassung an den Bestand und an die vorherrschenden Gegebenheiten führten dazu, dass die Bohrpfahlwand insgesamt von drei unterschiedlichen Ebenen aus erstellt werden musste. Eine optimale Annäherung des Baugruben-

verbau an den Bestand konnte u.a. mit Hilfe von verankerten Unterfangungselementen sowie einem abgestuften Verbau auf der Ostseite erzielt werden, der aus einer Kombination aus Bohrpfahl- und Rühlwand bestand.

Im Westen der Baugrube war es von höchster Priorität, die Auswirkungen (Setzungen und Erschütterungen) auf das empfindliche Nachbargebäude Bau 95 so gering wie möglich zu halten. Darüber hinaus sollte das Risiko vermieden werden, die erstellten Anker durch spätere Verankerungsbohrungen für die Baugrubensicherung des neuen Forschungszentrums pRed, die von Westen Richtung Bau 2 unter Bau 95 gebohrt werden sollten, zu zerstören. Auf der südlichen Baugrubenseite (Richtung Grenzacherstrasse) forderten die bestehenden Horizontalfilterbrunnen von Bau 1 einen Mindestabstand, der durch die neu zu erstellenden Anker von Bau 2 einzuhalten war, um eine mögliche Unwirksamkeit und Beschädigung der Horizontalfilterbrunnen zu vermeiden. Im Norden erwies sich eine Verankerung der Baugrubensicherung aufgrund des unmittelbaren Bestandes als unmöglich.

Der sich aus diesen Anforderungen ergebende Anspruch, eine möglichst geringe Anzahl an Verankerungen zu erstellen, führte zur technischen Lösung einer Aussteifung mittels einer horizontalen, im endgültigen Bauwerk integrierte Betonscheibe von 1 m Dicke, deren mittige Aussparung genügend Freiraum für die Kletterschalung der Hochhauskerne ermöglichte. Diese sogenannte Spriessdecke in Kombination mit einer (mittels zusätzlich in den Primärpfählen eingestellter Stahlträger) verstärkten Bohrpfahlwand ermöglichte es, sowohl im Norden als auch im Westen auf eine Verankerung zu verzichten. Auf der Südseite verblieb eine Ankerlage über der Spriessdecke bestehen, um den grossen Höhensprung zwischen Spriessdecke und Gelände von über 8 m zu überwinden. Im Osten musste der gestaffelte Verbau aus Bohrpfahl- und Rühlwand aus statischen Gründen zweifach verankert werden. Insgesamt wurde für die Bau-

grube eine Gesamtankerzahl von 152 erstellt (Als Vergleich waren für die Baugrube von Bau 1 ca. 490 Anker erforderlich. Aus geometrischen Gründen war die Baugrube von Bau 1 für eine Spiessplatte ungeeignet).<sup>1,2</sup>

Vorgängig zu den Aushubarbeiten wurde eine Serie von 13 vertikalen Versuchsankern teilweise mit Gewebesack-Ausbildung in den verschiedenen Baugrundsichten hergestellt und getestet. Bei diesen Versuchen wurden gemäss den vier unterschiedlichen Konfigurationen die folgenden äusseren Tragwiderstände erreicht:  $R_{a,k} = 1500 \text{ kN}$  im Niederterrassenschotter (NTS) mit Gewebesack,  $R_{a,k} = 1800 \text{ kN}$  im NTS ohne Gewebesack sowie in der zwei Molasseschichten (Cyrenenmergel (CM) und Elsässer-Molasse (EM)). Diese Werte konnten bei den Ankerarbeiten an Bau 1 ebenfalls erreicht werden und im zukünftigen pRED-Center bei den Ankerversuchen und bei den unzähligen Spannprouben bestätigt werden.<sup>3</sup>

Für die Baugrubenplanung wurden bewusst geringere Traglasten je Anker (NTS/NTS mit Sack/CM:  $R_{a,k} = 1200 \text{ kN} / 1000 \text{ kN} / 1200 \text{ kN}$ ) angesetzt, um Terminverzögerungen bei einem allfälligen Ausfall weitgehend zu vermeiden. Trotz der erfolgreichen Ankerversuche, hielten einzelne Bauwerksanker nicht der statisch geforderten Prüfkraft stand. Im Süden konnte das Problem rasch behoben werden, nachdem der Gewebesacktyp ausgetauscht worden war.

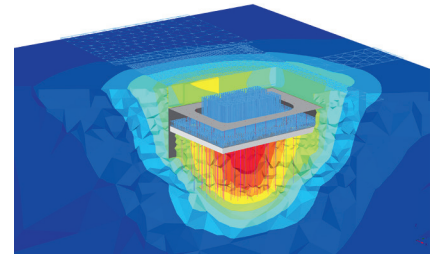
Auf der Ostseite hingegen konnten trotz vieler Variationen der Primär- und Nachverpressung, mit unterschiedlichen Injektionsparametern, -mengen und Suspensionen keinen Aufschluss über eine mögliche Ursache der um 20 bis 60% verringerten Ankertragkraft geben. Um der statischen Berechnung des östlichen Baugrubenverbau gerecht zu werden, mussten daher Zusatzanker erstellt werden. Mit Hilfe der Beobachtungsmethode konnte dabei die Anzahl der Zusatzanker auf ein Minimum reduziert werden, indem die positiven Überwachungsergebnisse durch Rückrechnung in die Planung einfließen konnten. Der ursprüng-

lich durch den Unternehmer erarbeitete terminliche Vorsprung, ging durch die Problematik der Anker im Osten und den daraufhin verzögerten Aushub verloren.

## Fundation

Wie Bau 1 wird auch Bau 2 auf einer kombinierten Pfahl-Plattenfundation (KPP) gegründet. Diesem Gründungskonzept folgend, wird ein Teil der vertikalen Lasten über die Gründungspfähle und der andere Teil über die Bodenpressung zwischen Bodenplatte und dem darunterliegenden Boden abgetragen.

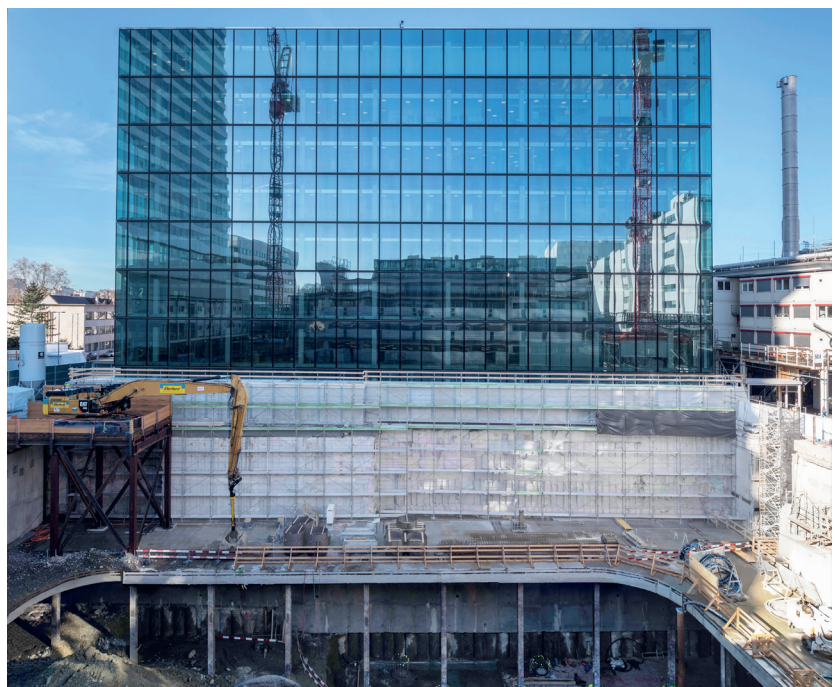
Die Bemessung der kombinierten Pfahl-Plattenfundation (KPP) erfolgte mit Hilfe zweier Finite-Elemente-Modelle in einem iterativen und automatisierten Prozess mit der Tragwerksplanung des Hochbaus. Dank der Ergebnisse der bei Bau 1 durchgeführten statischen und dynamischen Pfahlversuche<sup>4, 5</sup> und des Monitorings der kombinierten Pfahl-Plattenfundation (gemessene Setzungen von 2 bis 3 cm) lagen wertvolle Messdaten<sup>3</sup> vor, die eine Rückrechnung der Bodenparameter zuließen und eine Verfeinerung und Kalibrierung des Finite-Elemente-Modells ermöglichten. Mittels dieses Vorgehens wurde eine best-



Ausschnitt des 3D-FE-Modells zur Simulation des Einflusses der Baugrube und KPP-Fundation auf das Umfeld (Verformungsdarstellung).

mögliche Annäherung der Simulation an den realen Baugrund geschaffen, sodass die zu erwartenden Verformungen im Untergrund und die Einflüsse auf Bau 2 und seine Umgebung bestmöglich prognostiziert werden können. Hierbei war die Zielsetzung für Bau 2, eine maximale vertikale Verformung von 3 bis 4 cm zu erreichen. Auf diese Weise konnte eine kosten- und zeitoptimierte Konfiguration der kombinierten Pfahl-Plattenfundation erreicht werden und Roche konnte von den Ergebnissen vorausgegangener Investitionen bei Bau 1 profitieren.

Insgesamt wurden 103 Grossbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1.5 m und einer effektiven Länge von 18 bis 28 m im Cyrenenmergel erstellt. Massgebend für



Sensibles Nachbargebäude Bau 95 direkt angrenzend an Baugrube mit Blick auf die Bohrpfahlwand, Spiessplatte und Primärstützen.





Eine von mehreren **Pfahlkraftmessdosen** als Teil des langjährigen Monitorings der KPP-Fundation.



Eine von mehreren **Sohldruckgebern** zur Messung der Bodenpressung als langjähriges Überwachungsinstrument der KPP-Fundation.

die Festlegung der Anzahl und der Länge der Pfähle war in der Regel der Erdbebenlastfall. Infolge der Anwendung der Teil-Deckelbauweise (Spriessdecke), mussten die Fundationspfähle vorgängig und von oberhalb des Grundwasserspiegels hergestellt werden, so dass zusätzlich zur effektiven Pfahllänge noch etwa 10m Leerbohrungen pro Pfahl erstellt werden mussten.

Darüber hinaus musste für die Verwirklichung der Teil-Deckelbauweise zunächst die umschliessende Bohrpfahlwand sowie 27 in Grossbohrpfählen fundierte Primärstützen erstellt werden, die später als Auflager für die Spriessdecke dienten. Da diese Primärstüt-

zen ebenfalls anschliessend dem Rohbau als definitive Hochhaus-Verbundstützen dienen sollten, war die Einhaltung strenger Ausführungstoleranzen der betreffenden Grossbohrpfähle und Primärstützen von grosser Bedeutung. Unter aufwendigem Einsatz von Justierrahmen und geodätischer Einmessung beim Einbau der Primärstützen konnten sehr geringe Abweichungen zur Vertikalen von 0.0 bis 0.8%, im Mittel von 0.3% erreicht werden.

## Überwachung, Beobachtungsmethode und Ausblick

Gemäss den hohen Anforderungen der Nachbarschaft bezüglich der

gering zu haltenden Verformungen wurde ein umfangreiches Überwachungssystem mit Ankermessdosen, Inklinometern, geodätischen Messpunkten, Neigungsmessgeber und Erschütterungssensoren eingesetzt. Im Einklang mit der Prognose und den Berechnungen stellte sich das ausgeführte Baugrubenkonzept mit Bohrpfahlwand in Teil-Deckelbauweise als sehr robust und verformungsarm heraus, denn es wurden sowohl bei der Baugrubenumschliessung, als auch bei den Nachbargebäuden nur geringe Verformungen von im Maximum 1 cm verzeichnet.

Zudem konnte auf der westlichen Baugrubenseite durch die Anwendung der Beobachtungsmethode, die darauf beruht, dass erst bei Auftreten zu grosser Verformungen zusätzliche sichernde Massnahmen getroffen werden müssen, aufgrund der geringen Verformungen auf die optionale Ankerlage unter Bau 95 verzichtet werden.

Gemäss Terminprogramm soll der Rohbau seine endgültige Höhe gegen Ende 2020 erreichen. Die Überwachung der KPP-Fundation wird wertvolle Ergebnisse für die Planung von weiteren Hochhäusern in Molasse-Untergrund liefern. •

### Literatur/Anmerkungen

- 1 L. Pitteloud, J. Meier, High-Frequency Monitoring Results of a Piled Raft Foundation under Wind Loading, ICSMGE 2018: 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 20th International Research Conference, London, 2018
- 2 L. Pitteloud, Basels neues Hochhaus auf festem Grund, TEC 21, 19/2014
- 3 Westermann, K.; Grasso, P.; Pitteloud, L. (2020): Reaktivierung einer 45 Jahre alten Schlitzwand als Baugrubensicherung. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Vol: 12, No: 1, S. 307-317
- 4 L. Pitteloud, Baugrube und Foundation des höchsten Hauses der Schweiz (Roche Bau 1), Herbsttagung der Geotechnik Schweiz, Basel, 2012
- 5 L. Pitteloud, Pfahlbemessung nach SIA 267- Erfahrungen aus der Praxis, Frühjahrstagung der Geotechnik Schweiz, Olten, 2012