

PRO POTSDAM GmbH
Pappelallee 4
14469 Potsdam

Baugrund – Gutachten

Bauvorhaben: Potsdam, Biberkiez 31-37u
Objekt: Sanierung Wohngebäude
Bearb.-Nr.: H 25-32
Untersuchungsstufe: Hauptuntersuchung
Geotechnische Kategorie: 2

Aufgestellt:
Potsdam, den 09. März 2026



Dipl.- Ing. R. Dölling
Beratender Ingenieur

Inhalt	Seite
1. Vorgang	3
2. Verwendete Unterlagen	3
3. Planungskonzept	4
4. Feststellungen	5
4.1. Standortbedingungen / Bauliche Situation	5
4.2. Boden- und Wasserverhältnisse	8
4.2.1. Geologische Gesamtsituation	8
4.2.2. Baugrundsichtung und -beschaffenheit	9
4.2.3. Hydrologische Gegebenheiten	11
4.3. Gründungsgeometrie Bestandsbau	13
5. Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen	14
6. Bewertung der Baugrundverhältnisse	14
6.1. Allgemeine Baugrundbewertung	14
6.2. Bodenkennwerte	15
7. Gründungstechnische Schlussfolgerungen	15
7.1. Ermittlung der Fundamenttragfähigkeit	15
7.2. Gutachterliche Bewertung / Empfehlungen zur weiteren Vorgehensweise	17
7.2.1. Fassadensanierung	17
7.2.2. Balkonanbauten	17
7.2.3. Neubau Gebäudezugänge	20
7.3. Hinweise zur Baugrubenherstellung und zu den Erdarbeiten	21
8. Feuchtebeanspruchung / Bauwerksabdichtung Keller	24
9. Regenwasser- Versickerung	25
10. Schlussbemerkungen	27

Anlagen:

1	Lage- und Aufschlussplan (M 1 : 500)
2	Aufschlussprofile / Diagramme der Rammsondierungen / Höhenordinaten
3.1	Kornverteilungskurven
3.2 - 3.3	Glühverluste
4	Fundamentdiagramm Bestand (Grundbruch- und Setzungsberechnungen)
5	Fundamentdiagramm Balkonanlagen (Grundbruch- und Setzungsberechnungen)
6.1 - 6.3	Fotodokumentation Untersuchungsstandort

1. Vorgang

Im Rahmen von Modernisierungsarbeiten beabsichtigt die PRO POTSDAM GMBH bauliche Veränderungen am Wohnblock Biberkiez 31-37u im Potsdamer Wohngebiet Schlaatz.

Neben Sanierungsmaßnahmen an der bestehenden Bausubstanz ist dabei u.a. auch der Er-satzneubau von Vorstellbalkonen sowie eine Fassadensanierung vorgesehen. Außerdem wird angestrebt, die Dachflächen des Gebäudes von der öffentlichen Kanalisation abzukop-peln und stattdessen das anfallende Niederschlagswasser über dezentrale Versickerungsan-lagen im Gebäudeumfeld in den Untergrund zu infiltrieren.

Mein Büro wurde im Vorfeld dieses Bauvorhabens mit /U.2/ beauftragt, die lokalen Bau-grundverhältnisse zu untersuchen und im Ergebnis ein Baugrund- Gutachten mit gründungs-technischen Schlussfolgerungen für die geplanten An- und Umbauten zu erarbeiten sowie die Möglichkeit und technische Umsetzung einer dezentralen Regenwasser- Versickerung zu beurteilen.

2. Verwendete Unterlagen

- Unterlagen des Auftraggebers/Pläne/Kartenwerke/Untersuchungsprotokolle /U/

/U.1/ Leistungsangebot PROPOTSDAM 25-46 vom 14.11.2025

/U.2/ Werkvertrag Nr. 6110143421 vom 09.12.2025

/U.3/ Aufgabenstellung Baugrunduntersuchung, erhalten vom AG mit der Angebotsauf-forderung per E- Mail am 22.10.2025

/U.4/ Schnittdarstellungen aus weitgehend baugleichen Archivprojekten aus der nähe-ren Umgebung

/U.5/ Auszug aus der Potsdamer Stadtkarte (M 1 : 500)

/U.6/ Gründungspläne aus weitgehend baugleichen Archivprojekten (u.a. Wieselkiez 2, Biberkiez 1-7 und 9-13, Milanhorst 10-16, An der Alten Zauche 24-28)

/U.7/ Bestandspläne zum Verlauf unterirdischer Leitungstrassen verschiedener Medien-träger, erhalten über das Online- Portal INFREST im Dezember 2025

/U.8/ Topographisches, geologisches und hydrologisches Kartenmaterial aus eigenem Archiv bzw. aus Online- Veröffentlichungen des LANDESAMTES FÜR UMWELT BRANDENBURG

/U.9/ Ergebnisse von 4 Kleinbohrungen (Rammkernsondierungen) sowie 2 Schweren Rammsondierungen (DPH), ausgeführt die Fa. ERD- UND BAUGRUNDSERVICE UWE BAYERL am 18.12.2025

/U.10/ Ergebnisse bodenphysikalischer Laboruntersuchungen, ausgeführt durch das Erdbaulabor des INGENIEURBÜRO RÜTZ vom 05.01.2026

/U.11/ Hauptwerte, Ganglinien und aktuelle Messwerte von umliegenden Grundwassermessstellen des LANDESAMTES FÜR UMWELT BRANDENBURG sowie eigener Pegel

/U.12/ Diverse Archivgutachten des Unterzeichners von zurückliegenden Bauvorhaben aus der näheren Umgebung (u.a. zu gleichgearteten Sanierungsvorhaben im Biberkiez, Milanhorst, Inselhof usw.), aufgestellt in den Jahren 2003 bis 2025

/U.13/ Aufzeichnungen zu Ortsbesichtigungen des Unterzeichners zur Vorbereitung und Begleitung der Felderkundungen im Dezember 2025

- Vorschriften IV/

/V.1/ DIN 1054, Baugrund, Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Ausgabe Januar 2005 / Dezember 2010 (in Verbindung mit DIN EN 1997-1/EC 7)

/V.2/ DIN 18533, Abdichtung von erdberührten Bauteilen, Ausgabe Juli 2017

/V.3/ DIN 4123, Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude, Ausgabe April 2013

/V.4/ Verordnung über Anforderungen an den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technische Bauwerke (Ersatzbaustoffverordnung), gültig seit 01.08.2023

/V.5/ DIN 18300, Erdarbeiten, Ausgabe August 2015

/V.6/ DWA- Arbeitsblatt A 138-1, Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser - Teil 1: Planung, Bau, Betrieb, Ausgabe Oktober 2024

3. Planungskonzept

Nach den aus /U.3/ vorliegenden Informationen wird im Zuge der geplanten Baumaßnahme u.a. beabsichtigt, die derzeit am Bestandsbau vorhandenen Balkonanlagen abzureißen und durch neue Vorstellbalkone zu ersetzen.

Dabei sind die neuen Balkontürme mit einer Grundfläche von ~ 3.60 x 1.80 m konzipiert, so dass diese die derzeit bestehenden Konstruktionsbreiten (die aktuelle Balkontiefe liegt bei etwa 1.2 m) geringfügig überragen werden.

Projektbezogene Planunterlagen und statische Berechnungen lagen zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung noch nicht vor. Grundsätzlich ist aber davon auszugehen, dass der Lastabtrag der Balkonkonstruktionen über Schaftelemente bzw. Stützen erfolgt, welche über die gesamte Gebäudehöhe neu zu erstellen sind. Diese werden auf Einzelfundamenten gegründet, für die nach zurückliegenden Projekten /U.12/ Abmaße von 2.0 x 0.5 m (Randfundamente) bzw. 2.0 x 0.9 m (Mittelfundamente Doppelbalkone) unterstellt werden können. Dabei wurden die Altfundamente der Bestandsbalkone zumeist abgebrochen. Teilweise wurden die Bestandsgründungen aber auch belassen, in den Überstandsbereichen durch einen Magerbetonblock verbreitert und wieder überbaut.

Die zulässigen charakteristischen Sohlspannungen wurden bei den zitierten Baumaßnahmen /U.12/ zumeist in einer Größenordnung um 220 kN/m² definiert, wobei die veränderlichen Lastanteile bei Balkonanlagen erfahrungsgemäß etwa 30 % der Gesamteinwirkung ausmachen.

Hinsichtlich der beabsichtigten Fassadensanierung stehen nach Erfahrungen von zurückliegenden Projekten zwei Lösungsansätze zur Diskussion. Zunächst besteht die Möglichkeit einer seriellen Sanierung, bei der vollständige Fassadenelemente vor die Bestandsfassade montiert werden, was mit einer zusätzlichen Flächenlast von ~ 0.6 kN/m² verbunden wäre. Alternativ käme ein konventionelles WDVS- Dämmsystem in Betracht, wobei dann vermutlich von einer deutlich geringeren Mehrbelastung auszugehen wäre.

Im Rahmen der Sanierungsmaßnahmen werden üblicherweise auch die Eingangsbereiche erneuert, wobei allerdings nach letztem Kenntnisstand keine Einhausungen bzw. Vorbauten mit gesonderter Gründung geplant sind.

Über die Notwendigkeit und den Umfang einer zu ertüchtigenden Bauwerksabdichtung soll im Zuge der Bestandsdiagnostik (nach vorliegenden Altprojekten waren beim Neubau standardmäßig 1 Kalt- und 2 Heißenstriche an der erdberührten Außenwand vorgesehen) und anhand der Ergebnisse der Baugrunduntersuchung entschieden werden.

In Bezug auf die künftige Regenwasserableitung soll geprüft werden, ob das von den Dachflächen abfließende Niederschlagswasser in den umgebenden Bewuchsflächen einer Versickerung zugeführt werden kann, sofern die örtlichen Gegebenheiten und Nutzungsanforderungen dies ermöglichen.

4. Feststellungen

4.1. Standortbedingungen / Bauliche Situation

Der Untersuchungsstandort befindet sich im südöstlichen Teil des erst in den 1980er Jahren entstandenen Potsdamer Wohngebietes Schlaatz, auf der Nordseite der als Erschließungsring konzipierten Straße Biberkiez, unmittelbar westlich der Einmündung in den Bisamkiez. Bei der betreffenden Liegenschaft handelt es sich um das Flurstück 258 aus Flur 10 der Gemarkung Potsdam. Etwa 200 m nordöstlich erstreckt sich der Flusslauf der Nuthe (siehe Bild 1 auf Seite 6).

Das lokale Geländerelief weist im engeren Umfeld des Bestandsbaus nur minimale Höhenunterschiede auf, wobei sich das Absolutniveau unter Bezug auf /U.5/ im wesentlichen zwischen 32.7 und 33.0 m ü.NHN (Höhenbezugssystem DHHN 2016) bewegt. Anzumerken ist, dass die heutige Geländesituation auf großflächige Aufschüttungen während der Neuererschließung des Wohngebietes Anfang / Mitte der 1980er Jahre zurückgeht, bei der das ur-

sprüngliche Terrain um bis zu 3.0 m angehoben wurde. Zuvor befanden sich hier mit Bezug auf eine Luftbildaufnahme aus 1953 landwirtschaftliche Nutzflächen (vorrangig Wiesenland).

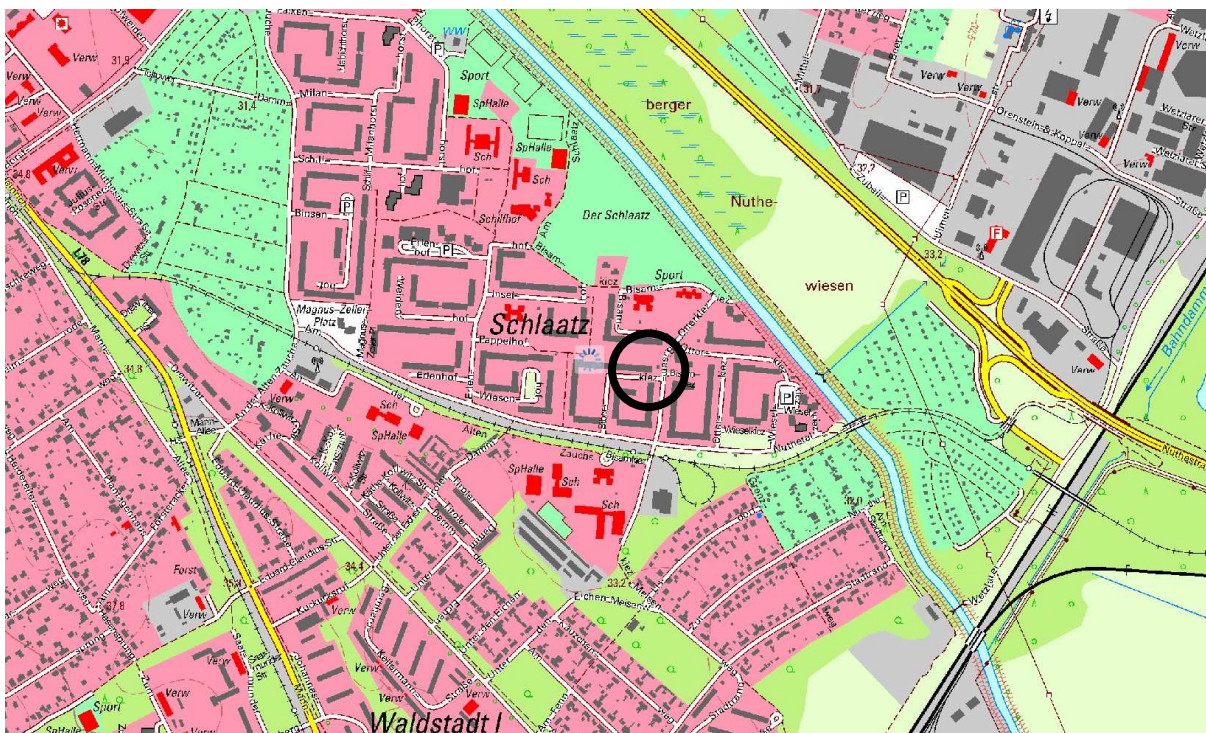


Bild 1: Topographischer Kartenausschnitt (Quelle BRANDENBURG VIEWER /U.8/) mit Markierung des Untersuchungsstandortes



Bild 2: Luftbildausschnitt (Quelle BRANDENBURGVIEWER /U.8/) von einer Überfliegung am 30.04.2024 mit Markierung der untersuchten Balkonbaufelder (gelb) und des potentiellen Versickerungsstandortes (hellblau)

Bei dem bestehenden Wohnhaus Biberkiez 31-37u handelt es sich um den nordöstlichen Abschluss eines langgestreckten, schlangenförmig angeordneten Gebäudekomplexes, der sich aus baugleichen Blöcken zusammensetzt.

Das Sanierungsobjekt präsentiert sich als 5- geschossiger Baukörper mit einer Grundfläche von ~ 48 x 12.5 m, welcher um 1985 in DDR- typischer Großplattenbauweise (WBS 70) errichtet wurden. Das Gebäude besitzt ein über Terrain herausgezogenes Kellergeschoss, dessen Fußbodenebene lt. /U.4/ regulär ca. 2.80 m unter EG- Niveau und ca. 1.4 m unter dem zugangsseitigen Gelände liegt (vgl. auch Bild 3). Die absolute Höhe der EG- Ebene (± 0.00 m) war unter Bezug auf vorliegende Alt- Projektunterlagen aus der näheren Umgebung /U.6/ einheitlich bei 34.45 m ü.NHN festgelegt. Für die Kellerebene kann demnach ein Absolutniveau um 31.65 m ü.NHN unterstellt werden (siehe auch schematische Markierungen in Anlage 2), während die nordseitigen Gebäudezugänge bei 33.05 m ü.NHN anzunehmen sind, was wiederum (unter Berücksichtigung der vorhandenen Eingangsstufe) schlüssig mit dem dort angrenzenden Geländeniveau korrespondiert. Eine projektbezogene Vermessung zur Überprüfung dieser Höhenangaben lag zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung noch nicht vor.

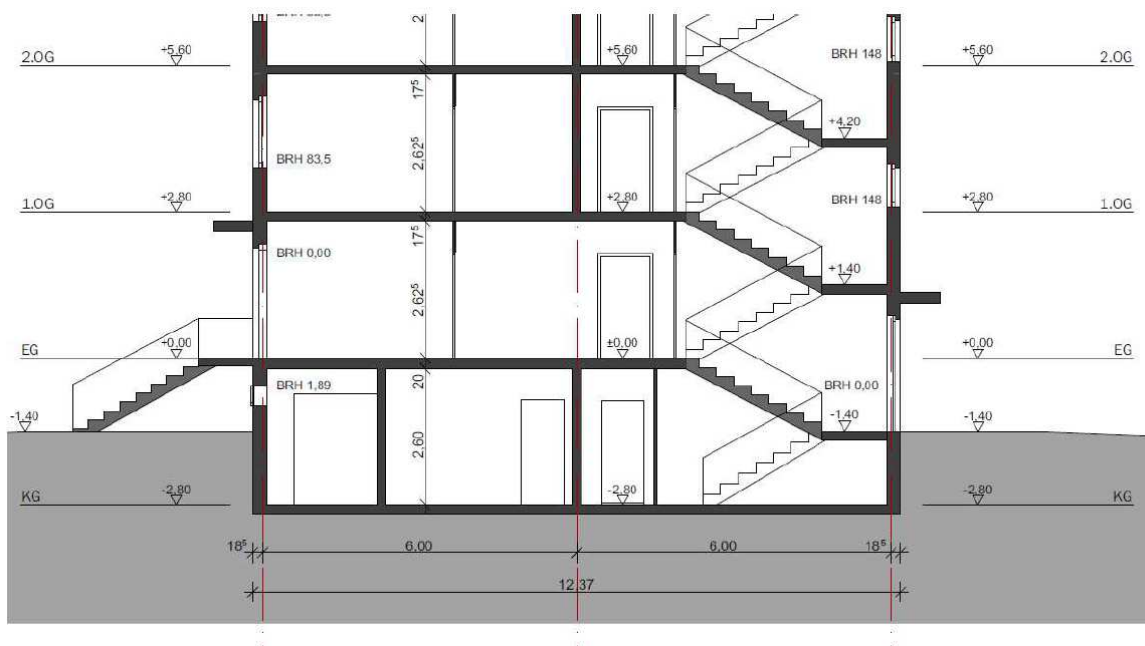


Bild 3: Schnittdarstellung als Auszug aus /U.4/

Der substanzielle Zustand des Gebäudes ist insgesamt als sanierungsbedürftig zu beurteilen. Neben altersbedingten Verschleißerscheinungen waren bei einer Innenbegehung häufig auch *auffällige Risse im Kellerfußboden* festzustellen, die nach ihrem Verlauf auf Setzungsdifferenzen zwischen den umlaufenden Wänden und dem Kernbereich der betreffenden Keller Räume hindeuten (siehe auch Fotos in Anlage 6). Nach den festgestellten Verwitterungsspuren in den Rissflanken ist davon auszugehen, dass die vorhandenen Schäden bereits über einen längeren Zeitraum vorliegen.

Die geplanten Balkonanlagen sollen analog zum Bestand auf der Südseite des Sanierungsobjektes angeordnet werden. Dort schließt sich ein *Pflanzstreifen unterschiedlicher Bewuchsdichte (Ziersträucher)* an, der bis zu einem *vorgelagerten Gehweg* reicht. Gleiches trifft für die östliche Giebelseite zu.

Das nördlich angrenzende Areal, welches u.a. als potentieller Versickerungsstandort in Betracht kommt, wird von einer *Rasenfläche* eingenommen, die teils als *Wäscheplatz* genutzt wird. Dort vorgefundene *Schachtabdeckungen aus Beton* deuten auf das Vorhandensein von *Altkanälen* hin, über deren Funktion und genaue Trassierung keine näheren Informationen vorliegen.

Nach den mit /U.7/ erhaltenen Bestandsplänen muss vorrangig auf der Ost- und Südseite des Gebäudes mit „aktiven“ unterirdischen Medientrassen gerechnet werden, was sowohl die *Regen- und Schmutzwasserkanalisation* als auch die *Trinkwasser- und IT- Trassen* betrifft. Besonders konzentrierte Leitungsbestände zeigen sich vor dem Ostgiebel, wo sich die *Fernwärme- und Elektroeingführungen* befinden. Parallel zur Nordseite verläuft zudem (in einem Abstand von etwa 6 m) ein *10 kV- Elektrokabel*.

Auch die umgebende Nachbarbebauung wird aus 5- geschossigen Wohnhäusern in gleicher Bauart gebildet, die sich in riegelförmiger Anordnung entlang der Erschließungsstraßen des Wohngebietes aufreihen. Die teilweise sanierten Gebäude befinden sich nach äußerem Eindruck überwiegend in einem soliden Zustand. Allerdings sind aus zurückliegenden Untersuchungen auch Hinweise auf Bauwerks- Verformungen bekannt, als deren Ursache Baugrund- und Gründungsschwächen vermutet werden müssen. Am westlich angrenzenden Wohnblock Nr. 23-29u, wurden erst in jüngerer Vergangenheit neue Vorstellbalkone installiert, die dem Vernehmen nach über eine konventionelle Flachgründung abgesetzt wurden.

Einen Überblick über die lokalen Geländebeziehungen liefern auch Bild 2 sowie die Fotos in Anlage 6.

4.2. Boden- und Wasserverhältnisse

4.2.1. Geologische Gesamtsituation

Aus geologischer Sicht befindet sich das Standortgebiet im zentralen Teil der Nutheniederung, einer ausgedehnten Schmelzwasserabflussrinne, die ausgangs der letzten Inlandvereisung (Weichselkaltzeit) morphologisch geprägt wurde und eine Verbindung zwischen dem Baruther Urstromtal und der Havelniederung darstellt.

Nach der im Bild 4 auf Seite 9 als Ausschnitt dargestellten geologischen Spezialkarte von Preußen, Section Potsdam /U.8/ sowie umfangreich vorhandenen Archivunterlagen zur Erschließung des Wohngebietes Potsdam- Schlaatz sind für den Baustandort im natürlich anstehenden Untergrund zunächst holozäne Flusssande zu erwarten (in der Karte hellgrau hin-

terlegt und gepunktet), die allerdings ursprünglich von flächen- oder rinnenhaft verbreiteten organischen Bildungen (anmoorige Sande, Torf, Faulschlamm - gestrichelte Kartensignatur) bedeckt wurden. Im Bereich der vorhandenen Hochbauten des Wohngebietes wurden derartige Organogene seinerzeit bei der Baufeldvorbereitung im Regelfall (sofern keine Pfahlgründung realisiert wurde, wie z.B. an den nahe gelegenen Wohnblöcken 9-13 und 15-21) vollständig ausgetauscht, was auch für das konkrete Sanierungsobjekt zu unterstellen ist. Im Umfeld wurden die Flachmoorbildungen hingegen zumeist belassen und überschüttet. Unter der holozänen Auflage wird der Baugrund bis in größere Tiefen von Talsanden geprägt, die außerhalb der engeren Nutheniederung auch bis zur Oberfläche reichen (grün hinterlegte Kartenabschnitte). In den oberen Bodenzonen ist weiterhin mit anthropogenen Veränderungen (Gefügestörungen, Auffüllungen) als Folge der zurückliegenden Bautätigkeit bzw. Geländeregulierung zu rechnen.



Bild 4: Kartenausschnitt Geologische Spezialkarte von Preußen, Section Potsdam /U.8/ mit markiertem Untersuchungsstandort (Topographische Kartengrundlage von 1867/76)

4.2.2. Baugrundsichtung und -beschaffenheit

Zur Ermittlung der lokalen Baugrundsichtung wurden im Rahmen unserer vorhabenbezogenen Erkundungen insgesamt 4 direkte Bodenaufschlüsse mittels Kleinbohrung (Rammkernsonde, d = 60/36 mm) abgeteuft, welche bis in Tiefen von 6.0 bzw. 3.0 m unter Oberkante Gelände (OKG) reichen.

Zur Bestimmung der Lagerungsdichte als tragfähigkeitsbestimmendem Parameter der anstehenden Bodenarten wurden zudem noch 2 Schwere Rammsondierungen nach DIN 4094, Teil 3 mit einer Endteufe von jeweils 6.0 m niedergebracht, die parallel zu den beiden gebäudenahen Hauptbohrungen zur Ausführung kamen.

Die Lage der Erkundungspunkte (SB/DPH) wurde vor Ort durch den Unterzeichner (unter Berücksichtigung der Zugänglichkeit sowie der mit /U.7/ dokumentierten Leitungsbestände) präzisiert und ist dem Aufschlussplan in Anlage 1 sowie den Fotos in Anlage 6 zu entnehmen. Die Bohrungen SB 3 und 4 wurden demnach in den nördlich angrenzenden Grünanlagen als potentiellm Versickerungsstandort platziert.

Die höhenmäßige Zuordnung der Sondieransatzpunkte erfolgte durch ein eigenes Nivellement unter Bezug auf die in /U.5/ angegebenen Bestandsordinaten (Oberkante Schachtabdeckung Kanalisation).

ERGEBNISSE DER SONDIERBOHRUNGEN (SB) - BODENSCHICHTUNG

Detaillierte Angaben zu den Sondierbohrungen, wie z.B. Bodenhauptart, Bodenklasse, Beimengungen und Farbe sind den Aufschlussprofilen in Anlage 2 zu entnehmen. Die Ergebnisse sind entsprechend DIN 4023 dargestellt und bestätigen die aus der Geologie und der bautechnischen Vorgeschichte vermuteten Verhältnisse.

Als Deckschicht wurde demnach bei der Mehrzahl der Untersuchungspunkte eine separate **Oberbodenauflage [A-OH]** aus humosen Sanden angetroffen, deren Schichtdicke an den betreffenden Prüfstellen zwischen 30 und 50 cm schwankt. Der Aufschluss SB 1 wurde hingegen im Bereich einer Befestigungsfläche realisiert und weist einen Belag aus **Betonpflaster** mit zugehöriger *Bettungs- und Tragschicht [A]* aus.

Unterlagernd waren dann an sämtlichen Prüfstellen

Auffüllungen

anzutreffen. Die Füllböden werden im wesentlichen aus *nichtbindigen Sanden [A-SE]* mit wechselnder, lagenweise auffällig grober Kornstruktur gebildet, in denen häufig auch *eingelagerte Fremdstoffe (vorrangig Bauschutt- Bruchstücke)* anzutreffen waren, mit deren Auftreten im Hinterfüllbereich der Gebäude erfahrungsgemäß auch in kompakter Form (Verkipungen von Beton und anderen Bauabfällen) gerechnet werden muss. An den Bohrpunkten SB 1 und 2 waren die Füllböden bei auffällig dunklerer Färbung auch *mit schwachen Humusanteilen vermengt [-OH]*. Die Gesamttiefenausdehnung des Auffüllungshorizontes bewegt sich an den realisierten Aufschlusspunkten zwischen 1.8 und 2.4 m, was einem Abso-lutniveau zwischen 30.3 und 31.1 m ü.NHN entspricht und damit teils noch deutlich unter die zu vermutende Gründungsebene des Bestandsbaus reicht.

Der „gewachsene“ mineralische Untergrund wird dann im aufgeschlossenen Tiefenbereich durchgängig von nichtbindigen Schmelzwassersedimenten in Form von

sehr enggestuften Sanden (SE)

geprägt. Dabei dominieren die feinen und mittleren Kornfraktionen und waren Grobsandanteile zumeist nur untergeordnet festzustellen. Bei SB 2 und 3 waren zudem in den oberen

Partien des Sanduntergrundes noch *schwache organische Nebenanteile (SE-OH)* festzustellen, was allerdings einen für die Nutheniederung typischen Befund darstellt.

ERGEBNISSE DER SCHWEREN RAMMSONDIERUNGEN (DPH) - LAGERUNGSDICHTE

Die Ergebnisse der parallel abgeteuften Schweren Rammsondierungen (DPH - Spitzenquerschnitt 15 cm²) sind als Widerstandslinien ebenfalls in Anlage 2 jeweils links neben den beiden zugehörigen Bohrprofilen dargestellt und ergeben einen differenzierten Befund.

Demnach sind die in den oberen Bodenzonen anstehenden Auffüllungen [A-OH/SE-OH] bis etwa 1.5...1.8 m Tiefe bei teils nur minimalen Eindringwiderständen $N_{10} \leq 1$ zunächst durch eine **ausgeprägt lockere Lagerung** ($D = 0.1...0.2$) gekennzeichnet, was auf eine mangelhafte bzw. gar nicht erfolgte Verdichtung im seitlichen Hinterfüllbereich der Baukörper hindeutet (rot hinterlegte Diagrammabschnitte).

Unterlagernd lassen die Erkundungsergebnisse aber mit dem Eintritt in den „gewachsenen“ Talsanduntergrund (SE) bzw. die Auffüllungsbasis [A-SE] einen signifikanten Anstieg der Sondierwerte erkennen und kann nachfolgend unter Bezug auf die in der Tabelle 1 angegebenen Korrelationsbeziehungen von einer **überwiegend mindestens mitteldichten Lagerung** ($D \geq 0.3$) ausgegangen werden. Dies wird in den Sondierdiagrammen durch eine Grau- bzw. Violettfärbung verdeutlicht.

Tabelle 1: Korrelationswerte zwischen Schlagzahlen N_{10} und Lagerungsdichte bei nichtbindigen enggestuften Sanden ($U < 3$) nach DIN 4094, Teil 1

Schlagzahl -DPH- N_{10} über GW / unter GW	Spitzendruck -CPT- q_c in [MPa]	Lagerungsdichte D	Beschaffenheit
0 – 1	< 4.0	0.0 - 0.15	sehr locker
2 - 3 / 1 - 2	4.0 – 7.5	0.15 - 0.3	locker
4 - 10 / 3 - 7	7.5 – 15.0	0.3 - 0.5	mitteldicht
11 - 40 / 8 - 30	15.0 - 50.0	0.5 - 0.75	dicht
> 40 / > 30	> 50.0	> 0.75	sehr dicht

Die Sondierlinien belegen allerdings, dass auch in den natürlichen Talsanden mit gewissen Unregelmäßigkeiten in der Lagerungsdichte und **partiellen Auflockerungszonen** gerechnet werden muss, die aber nur wenige Dezimeter erfassen und ohne größere Relevanz sind.

Derartige Lagerungsstörungen sind durch die geologischen Entstehungsbedingungen der Schmelzwassersedimente plausibel erklärbar (fluviatile Ablagerung unter wechselnden Fließgeschwindigkeiten und Abstromrichtungen) und wurden in der Umgebung mit /U.12/ bereits häufig nachgewiesen.

4.2.3. Hydrologische Gegebenheiten

Im Rahmen der aktuell durchgeführten Erkundungen wurde das Grundwasser Mitte Dezember 2025 in einem Flurabstand zwischen 2.50 und 2.70 m angeschnitten, woraus sich vor-

behaltlich baustellentypischer Ungenauigkeiten ein Absolutniveau von ~ 30.25 m ü.NHN ableiten lässt.

Unter Bezug auf vergleichende Stichtagsmessungen an umliegenden Grundwasserpegeln des LANDESAMTES FÜR UMWELT BRANDENBURG /U.11/ sowie den im Bild 5 dargestellten Ausschnitt aus einem aktuellen hydrologischen Kartenwerk ist dieser aktuelle Wasserstand *ei- nem knapp unter Mittelwasser liegenden Niveau gleichzusetzen*.

In extremen hydrologischen Situationen (anhaltende Niederschläge, Tauperiode) ist demgegenüber mit einem deutlichen Anstieg des Wasserspiegels zu rechnen, wobei hier die Hochwasserereignisse der benachbarten Nuthe den bestimmenden Einflussfaktor bilden. Als Anhaltspunkt zur lokalen Schwankungsbreite unter derartigen Extrembedingungen liefern eigene Archivuntersuchungen /U.12/, die beispielsweise im Januar 2011 einen Pegelstand von etwa 31.0 m ü.NHN auswies, welcher einem Hochwasserereignis mit einem statistischen Wiederkehrintervall zwischen 15 und 20 Jahren gleichgesetzt werden kann.

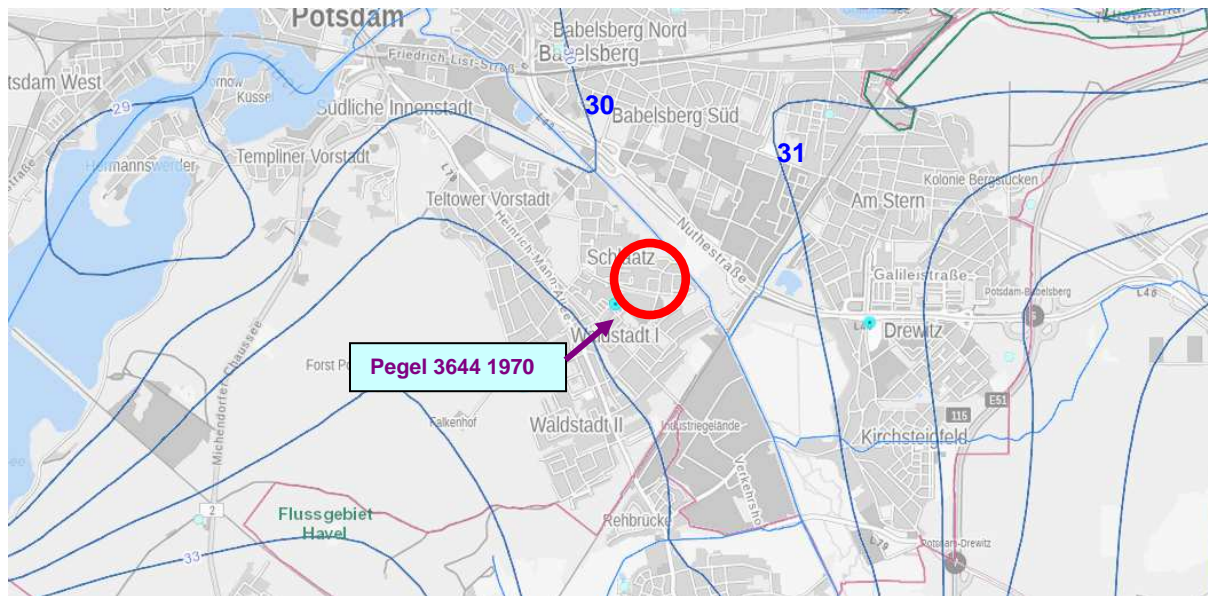


Bild 5: Kartenausschnitt mit Grundwasser- Isohypsen (Quelle LFU /U.8/) zum langjährigen Mittelwasser- Niveau mit Markierung des Untersuchungsstandortes und des nächstgelegenen amtlichen Grundwasserpegels

Für den Extremfall des Höchsten Grundwassers wird in einem aus 1984 datierenden Altgutachten eine **geschätzte Maximalordinate zeHW = 31.5 m ü.NHN** angegeben, die auch für den aktuell betrachteten Standort bestätigt werden kann.

- Für Nachweisführungen im Lastfall 1 bzw. der Bemessungssituation BS-P nach /V.1/ kann hingegen nach Einschätzung des Unterzeichners der Mittlere Höchste Grundwasserstand (MHGW) als arithmetisches Mittel der jährlichen Hochwasserwerte in einem bestimmten Zeitintervall herangezogen werden, der sich am Untersuchungsstandort mit hinreichender Genauigkeit bei **~ 30.6 m ü.NHN** einordnen lässt (siehe auch Strichlinien in Anlage 2).

Nach aktuellen Online- Veröffentlichungen des LANDESAMTES FÜR UMWELT BRANDENBURG befindet sich das Baufeld *außerhalb* bestätigter Trinkwasserschutzzonen.

4.3. Gründungsgeometrie Bestandsbau

Zur Gründungsgeometrie des Wohnhauses (Einbindetiefe, Fundamentüberstand) wurden im Rahmen unserer Erkundungen auftragsgemäß keine eigenen Feststellungen (z.B. anhand von Aufgrabungen) getroffen.

Nach den mit /U.6/ auszugsweise vorliegenden Alt- Projektierungsunterlagen umgebender Wohnhäuser, die zeit- und baugleich umgesetzt wurden, ist als gesichert anzunehmen, dass das zu sanierende Gebäude über eine **Platten- Streifengründung** abgesetzt wurde.

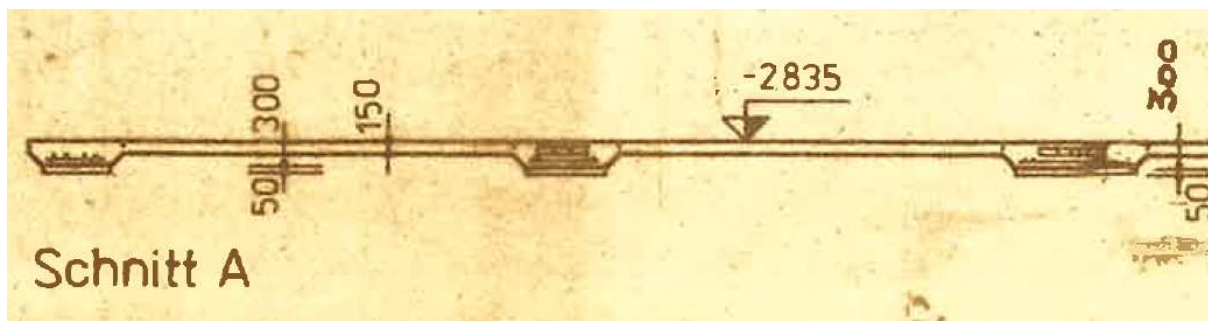


Bild 6: Systemschnitt aus /U.6/ mit Bewehrungsstreifen und Verstärkung der Gründungsplatte unter tragenden Wandachsen

Dabei lagern die *tragenden Wände auf bewehrten Fundamentstreifen (Laststreifen)*, welche *im Regelfall eine Breite von 1.45 m* und eine *Mächtigkeit von 35 cm* aufweisen (vgl. Bild 6). Die *Innenflächen* werden aus *15 cm starkem unbewehrtem Beton (Leerfelder)* gebildet und sind von den Laststreifen durch Fugen konstruktiv getrennt.

Für die lastabtragenden Fundamentstreifen kann somit zunächst eine etwaige *absolute Gründungssohle bei 31.3 m ü.NHN* angenommen werden (vgl. schematische Markierung in Anlage 2).

Die Fundamente der Balkonanlagen wurden im Regelfall höhengleich an die Sohlebene der Außenwandgründung angepasst.

Im Interesse der Planungssicherheit ist anzuraten, im Rahmen der Bauwerksdiagnostik ein bis zwei stichprobenartige Aufgrabungen bis zur Fundamentunterkante vorzunehmen und die tatsächliche außenseitige Gründungssituation festzustellen. Diese Fundamentschürfe sollten neben bestehenden Balkonanlagen platziert werden, um auch die Anschlussituation der Bestandsfundamente dokumentieren zu können.

5. Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen

Zur zuverlässigen Einordnung des Bodens nach DIN 18196 sowie zur korrelativen Ermittlung der Durchlässigkeit wurden kennzeichnende Proben ausgewählt und mittels Siebanalyse hinsichtlich ihrer Kornzusammensetzung untersucht. Daneben wurde an zwei augenscheinlich humusdurchsetzten Proben der Glühverlust zur Bestimmung des Anteiles an organischer Substanz ermittelt. Nach den in Anlage 3.1 (Körnungslinien) und 3.2/3.3 (Glühverluste) ausgewiesenen Untersuchungsergebnissen ist der Boden wie folgt zu klassifizieren:

Tabelle 2: Kornverteilungen / Bodengruppen

SB	Tiefe unter OKG [m]	Bodengruppe nach DIN 18196	Bezeichnung nach DIN 4022	Kornanteil < 0.063 mm [Gew.-%]	Glühverlust [%]	U-Wert d ₆₀ /d ₁₀	k _f - Wert n. BEYER [m/s]
1	0.2 - 1.8	[A-SE-OH]	Mittelsand; h', st.fs, gs'		2.10		
2	1.5 - 2.4	[A-SE]	Mittelsand; st.fs	1.4		2.1	1.6 x 10 ⁻⁴
2	2.4 - 3.5	SE-OH	Fein- Mittelsand; h', gs'		1.3		
3	0.5 - 2.9	[A-SE]	Mittelsand; st.fs	0.8		2.4	1.3 x 10 ⁻⁴
4	1.6 - 2.4	[A-SE]	Mittelsand; fs, gs', g	2.6		4.9	1.5 x 10 ⁻⁴
4	2.4 - 3.0	SE	Feinsand; st.ms	1.2		1.7	1.3 x 10 ⁻⁴

6. Bewertung der Baugrundverhältnisse

6.1. Allgemeine Baugrundbewertung

Nach den vorliegenden Untersuchungen wird der anstehende Baugrund in den überplanten Balkonbaufeldern durch Bodenarten mit **differenzierten Tragfähigkeitseigenschaften** gebildet.

So sind die im Hinterfüllbereich des Bestandsbaus erkundeten Auffüllungen [A-OH/-SE-OH] angesichts ihrer stark ausgeprägten Auflockerungen als **nur eingeschränkt tragfähig** zu bewerten und insbesondere durch ein **erhöhtes Setzungspotential** gekennzeichnet.

Für die unterhalb der Bestandgründungsebene erkundeten, lokal tiefer reichenden Auffüllungen und den profilbestimmenden nichtbindigen Sanduntergrund [A-SE]/(SE) kann hingegen anhand der stichprobenartigen Erkundungsergebnisse eine zumindest überwiegend mitteldichte Lagerung unterstellt werden. Im Hinblick auf die zu erwartenden Lasteinträge sind diese Böden damit grundsätzlich als **ausreichend tragfähig** einzuschätzen.

Im Einflussbereich der Bestandgründungen kann in Anbetracht der langjährigen baulichen Vorbelastung von einer noch entsprechend *verbesserten, komprimierten Bodenstruktur* ausgegangen werden, was bei der Festlegung der Bodenkennwerte angemessene Berücksichtigung finden sollte.

Für das etwaige Vorhandensein verbliebender organischer Restschichten (Torf) als Folge eines unsachgemäßen Bodenaustausches ergeben sich keine Indizien.

Der lokale Grundwasserspiegel kann unter hydrologischen Extrembedingungen (zeHGW) bis in den Gründungsbereich ansteigen, was bei der statischen Nachweisführung abmindernd zu berücksichtigen ist.

Mit den erkundeten nichtbindigen Böden liegen prinzipiell relativ günstige Randbedingungen für die beabsichtigte Regenwasserversickerung vor.

Im Ergebnis unserer Erkundungen können die Baugrundverhältnisse am untersuchten Standort insgesamt noch als günstig bezeichnet werden. Für das konkret geplante Bauvorhaben und die dabei zu erwartenden Belastungsgrößen bestehen bei Beachtung der in den nachfolgenden Abschnitten aufgeführten Bemessungswerte und bautechnischen Hinweise aus ingenieurgeologischer Sicht keine Bedenken.

6.2. Bodenkennwerte

Anhand der projektbezogenen Erkundungsergebnisse sowie nach Erfahrungswerten vergleichbarer Baumaßnahmen aus der Umgebung werden für die maßgeblichen Bodenschichten in sinnvoller Verallgemeinerung folgende tiefengestaffelte Bodenkennwerte als „charakteristisches Profil“ angegeben:

Tabelle 3: Bodenkennwerte

Tiefe bis ca. m ü.NHN	Bodengr. nach	Bodenkl. DIN	Wichte Auftrieb γ' [kN/m ³]	Wichte erdfeucht γ [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²]	k_f -Wert [m/s]	Frostempfindlichkeit
<i>Sand, rund, enggestuft, lagenweise humusdurchsetzt; locker gelagert</i>									
SCHICHT [1]: Oberboden / Auffüllungen ohne fachgerechte Verdichtung (Hinterfüllzone)									
31.3... ...31.1	[A-OH/ -SE/-OH]	1 3	8 - 9	16 - 17	28 - 31	0	5 - 10	10 ⁻³ -10 ⁻⁵	F ₂ F ₁
<i>Fein- Mittelsand, rund, enggestuft; lagenweise schwach humos, überwiegend mitteldicht gelagert</i>									
SCHICHT [2]: Sanduntergrund / (baulich vorbelastete Böden der SCHICHT [1] unterhalb der Gründungsebene der Bestandsbalkone) / nachverdichtete Neugründungssohlen									
26.8 (0.6...1.0)	[A-] SE	3	10 (- 11)	18 (- 19)	32 (- 35)	0	25 (- 60)	10 ⁻³ -10 ⁻⁵	F ₁

7. Gründungstechnische Schlussfolgerungen

7.1. Ermittlung der Fundamenttragfähigkeit

Der Bestandsbau ist auf einer Platten- Streifen- Gründung abgesetzt, wobei die bewehrten Fundamentstreifen aufgrund ihrer konstruktiven Entkopplung von den angrenzenden Keller-

Innenflächen als separates Lastabtragungselement betrachtet werden können. Diese Gründungssituation, die nach den vorliegenden Untersuchungsergebnissen zumindest bereichsweise über einem Bodenaustauschkörper ruht, ist zwar offenbar in der Lage, die derzeit einwirkenden Lastgrößen stabil in den Untergrund abzutragen, was aber in Anbetracht der geschilderten Schadensbilder (Rissbildungen Kellerfußboden) auch mit signifikanten Setzungen verbunden gewesen sein muss.

Inwiefern dieser Status quo auch noch unter den im Zuge der beabsichtigten Fassadensanierung und ggf. weiterer Umbaumaßnahmen zu erwartenden Beanspruchungen gesichert ist, hängt vom Ausmaß stattfindender Lasterhöhungen und von den noch vorhandenen Tragfähigkeitsreserven der Bestandsfundamente ab. Letztere werden über die Grundbruchsicherheit, d.h. das Versagen im Grenzzustand GZ 1B definiert und in Form von zulässigen Sohlpressungen bzw. Streifenlasten ausgewiesen.

Um Anhaltswerte über das vorhandene bzw. nach geplanter Sanierung zu erwartende Sicherheitsniveau zu gewinnen, wurden Grundbruch- und Setzungsberechnungen für die nach Aktenlage planmäßig vorliegende Fundamentgeometrie durchgeführt.

Dazu wurden im folgenden die aus der Bauakte von umliegenden baugleichen Objekten /U.6/ entnommenen (und auch auf das aktuelle Projekt übertragbaren), planmäßigen Verhältnisse als bemessungswirksam angenommen (OKF Kellerfußboden = 31.65 m ü.NHN, UK Streifenfundamente incl. Sauberkeitsschicht bei ~ 0.35 m Dicke = 31.30 m ü.NHN). Im übrigen wurden folgende Randbedingungen definiert:

- Nachweisführung zur Kellerinnenseite,
- mittige und vertikale Lasteinwirkung,
- Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte gemäß /V.1/, bei einem angenommenen Anteil veränderlicher und ständiger Lasten von 30 bzw. 70 % der einwirkenden Gesamtlast.
- charakteristisches Bodenprofil nach Tabelle 3 unter Einbeziehung einer baulichen Vorbelastungszone mit den „verbesserten“ Reibungs- und Steifekennwerten (Klammerwerte der SCHICHT [2]) in einer Schichtdicke von 0.8 m unter der Gründungssohle,
- Vernachlässigung der stabilisierenden Wirkung von queraussteifenden Gründungskörpern,
- Berücksichtigung des 0.15 m mächtigen Betonfußbodens als seitlich stabilisierende Flächenlast sowie
- Ansatz der prognostizierten MHGW- Ordinate von 30.6 m ü.NHN als bemessungswirksamer Grundwasserstand (vgl. Pkt. 4.2.3.).

Diese letztgenannte Annahme stützt sich auf die regulären Anforderungen der DIN 1054 /V.1/, wonach für die Bemessung im Lastfall 1 (Ausgabe 2005) bzw. der gemäß EC 7 anzusetzenden Bemessungssituation BS-P (Ausgabe 2010)

regelmäßig auftretende veränderliche Einwirkungen heranzuziehen sind, die in Bezug auf den tragfähigkeitsmindernden Grundwassereinfluss mit dem MHGW angemessen berücksichtigt sein sollten.

Die Berechnungsergebnisse sind als Fundamentdiagramm in den Anlage 4 beigefügt. Demnach ergibt sich mit den o.g. Ausgangsbedingungen *bei Ansatz einer Fundamentbreite von 1.45 m eine zulässige Streifenlast von ~ 340 kN/m* (siehe Markierung in Anlage 4) was unter Bezug auf die aus zurückliegenden Projekten /U.12/ bekannten Lasteinwirkungen sehr wahrscheinlich ein *zufriedenstellendes Sicherheitsniveau* repräsentiert. Diese Annahme ist zwingend durch eine objektbezogene Nachrechnung zu überprüfen.

7.2. Gutachterliche Bewertung / Empfehlungen zur weiteren Vorgehensweise

7.2.1. Fassadensanierung

Anhand des geschilderten Befundes sind von Gutachterseite folgende **Empfehlungen für die geplante Fassadensanierung** abzuleiten:

- (1) Bauwerksdiagnostik
 - a. Aufnahme, Katalogisierung und Auswertung vorhandener Schadensbilder (Rissbildungen, Absenkungen an Fußböden und Wänden), Höhenaufnahme Kellerfußboden
 - b. stichprobenartige Bauteiluntersuchungen (Bohrkernentnahmen Platten- Streifen- Gründung)
- (2) Objektbezogene Überprüfung der Lastannahmen durch einen Statiker
- (3) Substanzielle und statische Gesamtbewertung der Bestandssituation
- (4) Abgleich zu erwartender Lasterhöhungen aus einer Fassadensanierung mit Vorsatzelementen bzw. einem WDVS- System mit den Feststellungen aus (2) und (3) und Beurteilung der statischen Verträglichkeit unter Einbeziehung weiterer Lastveränderungen im Zuge der Umbaumaßnahmen (z.B. durch Installation PV- Anlage o.ä.)
- (5) Entscheidung über die geeignete Sanierungslösung (Elemente oder WDVS).

7.2.2. Balkonanbauten

Für die geplante Erneuerung der Balkonanbauten sollte auf eine konstruktive Ausbildung orientiert werden, aus der sich trotz der Vergrößerung der Balkonfläche ***möglichst keine Zusatzbelastungen*** ergeben.

Da die bestehenden Balkonfundamente nach den verfügbaren Altgründungsplänen benachbarter Objekte /U.6/ offenbar im direkten konstruktiven Verbund zur Wohnhaus- Gründung stehen, ist die ***Beibehaltung und Weiternutzung der Altgründungselemente zu bevorzugen***, die nach Aktenlage *in einer Breite von 1.45 m* anzunehmen sind. Die aus Archivpro-

jekten mit 0.5 m Fundamentbreite bekannten charakteristischen Sohlspannungen von etwa 220 kN/m² reduzieren sich damit deutlich (je nach mit abzutragenden Lastanteilen der angrenzenden Außenwand), was noch genauer zu überprüfen wäre. Die aus der beabsichtigten Balkonvergrößerung resultierende *Verlängerung der Fundamente* kann unbedenklich *durch einen vorgesetzten Betonblock auf nachverdichtetem Untergrund* realisiert werden. Das dabei stattfindende randliche Überbauen weniger kompakter Böden erscheint hier unkritisch (siehe auch weiter unten).

GRÜNDUNGSART / GRÜNDUNGSTIEFE BEI NEUFUNDAMENTIERUNG

Sollen die geplanten Vorstellbalkone über neue Gründungselemente abgesetzt werden, kann dies bei den vorliegenden Untersuchungsergebnissen grundsätzlich über eine konventionelle *Flachgründung aus Einzelfundamenten* unter Beachtung der im Pkt. 7.2. angeführten zulässigen Sohlpressungen erfolgen.

Bei der konstruktiven Gestaltung der Gründungskörper sind folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Die Gründung sollte einen direkten Kraftschluss zu den „gewachsenen“ Sanden (SE) bzw. den baulich vorbelasteten Auffüllungen [A-SE] sicherstellen. Das randliche Überbauen weniger kompakter Böden, welches sich zwangsläufig aus der geringfügigen Verbreiterung gegenüber den Bestandsbalkonen ergeben wird, erscheint unbedenklich (siehe auch Folgeabschnitt), sofern eine sorgfältige Nachverdichtung der Gründungssohlen erfolgt. Werden allerdings Bodenpartien mit unsicherem Tragverhalten (z.B. humusdurchsetzte Füllstoffe [A-OH]) im Auflagerbereich der geplanten Fundamentkörper getroffen, sind diese vorsorglich vollständig zu entfernen.
- Die Sohlen neuer Fundamente sollten an die Gründungsebene der Bestandsbauten angepasst werden, wie dies bei den Altfundamenten der Fall ist. Da sich hieraus eine Einbindetiefe ≥ 1.5 m ergibt werden (was mit den empfohlenen Fundamentschürfen zu überprüfen wäre, vgl. Pkt. 4.3.), ist die frostsichere Mindestgründungstiefe von 0.8 m sicher gewährleistet.
- Aufgrund des unterschiedlichen Setzungsverhaltens sollten Wohnhäuser und Balkone mittels einer durchgehenden Setzungsfuge voneinander getrennt werden. Funktional notwendige Verbindungspunkte müssen konstruktiv so ausgebildet werden, dass gewisse (wenn auch nur minimale) Setzungsdifferenzen schadlos kompensiert werden können. Die notwendige Fugenausbildung betrifft auch die „Schnittstelle“ zwischen alten und neuen Gründungskörpern.
- Falls die Bauzeit in eine Frostperiode fällt, muss auf geeignete Weise (Schutzschicht, Wintersicherungsmaßnahmen) verhindert werden, dass der Frost in den Bereich unterhalb der Gründungssohle eindringen kann.

Zur Bestätigung der Bodenkennwerte und Überprüfung der nachzuweisenden Verdichtungsanforderungen im Bereich der Gründungssohlen (siehe Pkt. 7.3.) sollten die Baugruben vor dem Einbringen der Gründungselemente durch einen Sachverständigen abgenommen werden.

ZULÄSSIGE SOHLPRESSUNGEN / SETZUNGSVERHALTEN

Für eine geplante Neugründung der Balkone wurden die zulässigen Sohlpressungen für mittig und vertikal belastete Einzelfundamente mit einer angenommenen Länge von 2.0 m und einer Einbindetiefe ≥ 1.5 m an einem kennzeichnenden Bodenprofil berechnet, wobei die bemessungstechnischen Randbedingungen aus Pkt. 7.1. im wesentlichen übernommen wurden.

Die ermittelten Ergebnisse sind als Fundamentdiagramm in Anlage 5 beigefügt. Demnach ergeben sich in Abhängigkeit von der Fundamentbreite die in der nachfolgenden Tabelle 4 aufgeführten zulässigen Sohlpressungen (charakteristische Werte !).

Tabelle 4: *Zul. charakteristische Bodenpressungen für Einzelfundamente, $L = 2.0$ m, $s \leq 2.0$ cm; (siehe Anlage 5)*

Kleinste Einbindetiefe des Fundamentes	Zulässige charakteristische Sohlpressungen in kN/m ² bei Einzelfundamenten (L = 2.0 m) mit Breiten b bzw. b' von [m]					
	[m]	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0
1.5	460	465	470	485	495	515

Die Grundbruchnachweise sowie der Spannungsverlauf im Boden sind in der Anlage 5 dargestellt.

Die angegebenen Tabellenwerte gelten für lotrechten und mittigen Kraftangriff. Bei außermittigen oder schrägen Belastungen ist die Fundamentfläche entsprechend den Vorgaben der DIN 1054 /V.1/ zu verkleinern.

Ungeachtet dessen lässt sich einschätzen, dass die aus zurückliegenden Projekten /U.12/ zu erwartenden Einwirkungen (~ 220 kN/m²) von den als zulässig ermittelten Werten „auf der sicheren Seite“ liegend abgedeckt werden (fett hervorgehobene Tabellenwerte).

Das Setzungsverhalten in Abhängigkeit von der Fundamentbelastung kann ebenfalls im Fundamentdiagramm abgelesen werden. Bei charakteristischen Sohlspannungen in der konkret zu erwartenden Größenordnung, sind demnach rechnerische *Absolutsetzungen bis zu 1.0 cm* zu erwarten (siehe Markierung in Anlage 5), die aber zu einem Großteil bereits in der Bauphase eintreten werden und insgesamt noch als baupraktisch „beherrschbar“ zu betrachten sind. Sofern die neuen Balkonanlagen keine Laststeigerung gegenüber der Bestandssituation erzeugen, so dass sich die künftigen Einwirkungen lediglich im Wiederbelastungsbereich bewegen, dürften die tatsächlich auftretenden Neusetzungen allerdings noch geringer ausfallen.

Bei den vorgenannten Randbedingungen erscheint es aus gutachterlicher Sicht völlig unbedenklich, wenn die neuen, gegenüber dem Bestand leicht verlängerten Fundamente geringfügig über die bisherige Auflagerfläche hinausragen und *randlich noch tendenziell weniger kompakte Bodenpartien* beanspruchen. Da sich der Lastabtrag auch dann noch zu einem Großteil über die vorbelasteten „Kernbereiche“ der Gründungsfläche vollziehen wird, sind hieraus *nach Einschätzung des Unterzeichners weder Defizite in der Gesamtstabilität noch ungleichmäßige Setzungsbewegungen (und damit verbundene Verkippen der aufgehenden Konstruktion) zu erwarten.*

7.2.3. Neubau Gebäudezugänge

Geplante Eingangsvorbauten werden zwangsläufig noch in den Auffüllungshorizont der SCHICHT [1] abgesetzt, dem nach unseren Erkundungen zumindest im Bereich der ehemaligen Kellerhinterfüllung eine lockere Lagerung unterstellt werden muss.

Inwiefern sich aus diesem Umstand tatsächlich größere Konsequenzen für die Gründungsbildung ergeben, hängt von den konkreten konstruktiven Anforderungen, Lastkonstellationen sowie den zulässigen Verformungstoleranzen ab, für die zum Zeitpunkt der Gutachtererstellung noch keine Angaben vorlagen.

Dabei erscheint es nach Einschätzung des Unterzeichners *grundsätzlich praktikabel*, die Vorbauten lediglich ***unter Einhaltung einer frostsicheren Mindestgründungstiefe von 0.8 m flach abzusetzen***, was allerdings *an folgende Voraussetzungen gebunden* ist:

- *gezielte Bodenverbesserung im Auflagerbereich* durch intensive Nachverdichtung und (im Bedarfsfall) einen zusätzlichen Teilbodenaustausch, sofern unzureichend verdichtbare Sohlschichten angetroffen werden; dann lagenweiser Neuaufbau bei Nachweis eines Verdichtungsgrades $D_{pr} \geq 98 \%$,
- *konstruktive Trennung vom Hochbau* durch Anordnung einer Setzungsfuge sowie
- Nachweis der *statischen Verträglichkeit* der aus der baulichen Auflast resultierenden *Erddruckeinwirkungen auf die angrenzende Kellerwand*.

Vorbehaltlich einer näheren Kenntnis und präzisen Überprüfung der tatsächlichen Lasteinwirkungen sollten sich die zu erwartenden Nachsetzungen von eingeschossigen Eingangsbauwerken bzw. Überdachungen bei sorgfältiger Auflagervorbereitung auf Absolutgrößen $< 0.5 \dots 1.0$ cm beschränken lassen. Sind derartige Verformungsparameter nicht tolerabel bzw. kann die letztgenannte Voraussetzung nicht gewährleistet werden, ist *alternativ* eine ***Fundamentabtreppung zur Höhenanpassung an die Bestandsgründung*** vorzusehen.

7.3. Hinweise zur Baugrubenherstellung und den Erdarbeiten

BODENKLASSEN, TECHNOLOGISCHE BODENEIGNUNG

Die Bodenklassen nach alter DIN 18300 (Ausgabe 09-2012) können Tabelle 3 sowie den Bohrprofilen in Anlage 2 entnommen werden. Die Ramm- und Bohrbarkeit sowie die Verwendbarkeit des Bodenaushubes für den Wiedereinbau sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Tabelle 5: Technologische Bodeneignung

Bodenart	Bodenklasse	Verdichtbarkeit	Rammbarkeit	Eignung zum Wiedereinbau
Oberboden [A-OH]	1	ungenügend	leicht	für Andeckung (nach Aufbereitung) geeignet; für konstruktiven Erdbau <i>nicht</i> geeignet; Abtrag und Zwischenlagerung nach DIN 18300 bzw. BBodSchV
sandige Auffüllungen [A-SE/-OH]	3	gering bis mittel	leicht, Hindernisse möglich	für konstruktiven Erdbau bedingt geeignet (Humusananteil < 3 Gew.- %, keine hohlraumbildenden Fremdstoffeinlagerungen); Verbringung von Überschussmassen gemäß EBV- Zuordnung /V.4/
nichtbindige Sande SE	3	mittel bis gut	leicht bis mittelschwer	geeignet für konstruktiven Erdbau und Hinterfüllung; Verdichtbarkeit durch Optimierung des Wassergehaltes bzw. durch Einmischen von Grobkorn (Grobsand, Splitt) verbessern (U > 5); Verbringung von Überschussmassen gemäß EBV- Zuordnung /V.4/

HOMOGENBEREICHE NACH DIN 18300 (08-2015)

Neben den in Tabelle 3 und 5 zusammengefassten charakteristischen Kennwerten und bautechnischen Klassifikationen der anstehenden Böden incl. Frostempfindlichkeit und Lösbarkeit (Bodenklassen) nach alter DIN 18300 (09-2012) sind diese für die Planung und Ausführung von Erdarbeiten nach aktuellem Regelwerk /V.5/ in Homogenbereiche zu untergliedern.

Tabelle 6: Eigenschaften der Homogenbereiche nach DIN 18300 (08-2015) /V.5/

Homogenbereich	Schicht nach Tabelle 3	ortsüblicher Name	Bodengruppe nach DIN 18196	Masseanteile [%]							Lagerungsdichte D [-]	Wassergehalt w [%]	org. Anteile Vgl. [%]	Dichte ρ [kg/cm³]
				Ton	Schluff	Feinsande	Mittelsande	Grobsande	Kiese	Steine				
{A}	[1]	Oberboden	[A-OH]	0 bis < 10	0 bis < 15	5 bis < 50	20 bis < 60	5 bis < 40	0 bis < 10	0 bis < 10	0.10 bis 0.20	-	0 bis < 10	1.6 bis 1.8
{B}	[1]	Auffüllungen	[A-SE/-OH]	0 bis < 5	0 bis < 5	5 bis < 60	20 bis < 50	5 bis < 40	0 bis < 30	0 bis < 50	0.10 bis 0.50	-	0 bis < 4	1.6 bis 2.1
{C}	[2]	Talsande	SE	0 bis < 5	0 bis < 5	20 bis < 70	20 bis < 50	5 bis < 30	0 bis < 15	0 bis < 10	0.30 bis 0.50	-	0 bis < 1	1.7 bis 2.1

Fällt im Zuge der Erdarbeiten wider Erwarten Boden mit Verdacht auf Schadstoffbelastungen an, ist dieser zu separieren und auf einer Folienunterlage zwischenzulagern.

Über die Verbringung überschüssigen Bodenmaterials ist grundsätzlich anhand einer chemischen Bodenanalyse gemäß Ersatzbaustoffverordnung /V.4/ zu entscheiden.

STANDORTANFORDERUNGEN FÜR EINBAUMATERIALIEN NACH ERSATZBAUSTOFFVERORDNUNG

Die bereits erwähnte EBV /V.4/ macht auch Vorgaben zu den standortbezogenen Einbauanforderungen von mineralischen Ersatzbaustoffen **in technischen Bauwerken**, die wesentlich auf das Schutzgut Grundwasser ausgerichtet sind. Für den konkreten Standort sind dabei folgende Eigenschaften relevant:

- Lage außerhalb von Trinkwasserschutzzonen
- ungünstige Grundwasserdeckschicht (Abstand zum zeHGW < 1.5 m)
- Bodenart Sand als Hauptbestandteil der Grundwasserdeckschicht.

Die unter diesen Sandorteigenschaften gegebenen Einsatzmöglichkeiten von Ersatzbaustoffen in Abhängigkeit vom konkreten Einbauort (Einbauweise) ergeben sich jeweils aus Spalte 1 der Tabellen 1 bis 8 aus Anhang 2 zur EBV /V.4/ und ermöglichen demnach nur ein relativ enges Spektrum an einsetzbaren Bodenmaterialien.

Innerhalb des Grundwasserschwankungsbereiches und unmittelbar überlagernd sind ***keinerlei Ersatzbaustoffe*** sondern ***ausschließlich natürliche Abbauprodukte bzw. Materialgemische aus Gewinnungsstätten einsetzbar***.

Für geplante Auffüllungen zur **Geländeregulierung außerhalb technischer Bauwerke (Grünflächen)** gelten die Vorgaben der Bundesbodenschutz- und Altlastenverordnung.

BÖSCHUNGEN VON BAUGRUBEN UND GRÄBEN

Baugruben sind ab einer Tiefe von 1.25 m entsprechend DIN 4124 abzuflachen bzw. auszusteuern. Im Falle abgeböschter Baugrubenwände dürfen diese bei den am Baustandort profilbestimmenden nichtbindigen Sanden (OH/SE) ohne rechnerischen Nachweis nicht steiler als $\beta = 45^\circ$ angelegt werden. Bei rechnerischem Nachweis unter Ansatz der Kapillarkohäsion c_k werden auch steilere Böschungen möglich sein. Zu beachten ist hierbei allerdings, dass die natürliche Erdfeuchte während der gesamten Standdauer der Böschungen erhalten bleiben muss (z.B. durch Folienabdeckung). Ein lastfreier Streifen von mind. 60 cm ist zu gewährleisten. Besondere Einflüsse auf die Böschungsstandsicherheit (in Böschungsnähe vorkommende Belastungen, Kranstandorte, Erschütterungen und die Zeit der Herstellung) sind zu berücksichtigen.

GRÜNDUNGSPLANUM UND VERDICHTUNGSANFORDERUNGEN

Im Zuge der **Baufeldfreimachung** ist zunächst die humose Oberbodenschicht [A-OH] möglichst profilgerecht abzutragen und einer Aufbereitung zuzuführen. Die vorhandenen Betonsockelelemente der Bestandsbalkone sind vollständig abubrechen. Über ein mögliches Belassen / Wiederverwenden der **Altfundamente** sollte nach einer Befundung des Bestandes in

Abstimmung mit dem Statiker und dem Gutachter entschieden werden. Sofern sich beim Abbruch keine saubere Trennung von den überlagernden Altbauteilen erzielen lässt oder aber das Gefüge der Bestandsfundamente gestört wird, sollten diese vorsorglich ebenfalls komplett entfernt und durch einen geregelten Neugründungskörper ersetzt werden.

Nach erfolgtem Baugrubenaushub sind die freigelegten Gründungsebenen mit geeignetem Verdichtungsgerät (Grabenrüttler, Explosionsstampfer) sorgfältig nachzuverdichten, wobei ein Verdichtungsgrad $D_{pr.} \geq 98 \%$ nachzuweisen ist.

Werden unterhalb der planmäßigen Aushubsohle noch Restschichten von organisch durchsetzten Auffüllungen [A-OH] oder anderweitige Ablagerungen mit unsicherem Tragverhalten (Bauschuttverkippen, Müllreste o.ä.) angetroffen, die sich anhand ihrer abweichenden Struktur bzw. ihrer Färbung zumeist deutlich abgrenzen lassen, sind diese im Lastausbreitungsbereich der neuen Gründungselemente bis zum Erreichen des „gewachsenen“ Sanduntergrundes (SE) zu entfernen und gegen geeignete Einbaustoffe (vorzugsweise Magerbeton) zu ersetzen. Im Zweifel ist der Gutachter zur Ausgrenzung von Problemzonen hinzuzuziehen. Für die Verdichtung von Austauschböden gelten wiederum die vorgenannten Anforderungen.

Für die Bauwerkshinterfüllung sind verdichtungsfähige Erdstoffe zu verwenden (siehe Tabelle 5), die lagenweise einzubauen und auf einen Verdichtungsgrad $D_{pr.} \geq 97 \%$ zu verdichten sind.

Der Nachweis der geforderten Verdichtungsgrade ist vorzugsweise durch Proctorversuche (Ausstechzylinderverfahren) zu erbringen. Ergänzend hierzu sind auch indirekte Prüfverfahren bzw. geeignete Vergleichsmessungen, wie z.B. die Bestimmung des Dynamischen Verformungsmoduls mittels Leichter Fallplatte, zulässig.

SICHERUNG BESTANDSBAUTEN

Bei den Erd- und Gründungsarbeiten sind grundsätzlich die Auflagen und Hinweise der DIN 4123 /V.3/ zur Sicherung der bestehenden Bausubstanz zu beachten.

Die notwendigen Abbrucharbeiten zur Entfernung seitlicher Fundamentüberstände an den „Schnittstellen“ zu angrenzenden Neugründungselementen sind mit größter Vorsicht zu realisieren und auf das notwendige Mindestmaß zu beschränken.

WASSERHALTUNG

Sofern die Bauarbeiten nicht in eine extreme Hochwasserperiode fallen, werden für die Bauausführung keine Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich.

8. Feuchtebeanspruchung / Bauwerksabdichtung Keller

Aus den vorliegenden Untersuchungsergebnissen lassen sich folgende Schlussfolgerungen zur **Feuchtebeanspruchung** der bestehenden Wohnhäuser ableiten:

Wie den Ausführungen zur hydrologischen Situation und den graphischen Darstellungen in Anlage 2 zu entnehmen ist, kann als gesichert betrachtet werden, dass selbst im Falle des prognostizierten Maximalwasserstandes (zeHGW) der Grundwasserspiegel noch knapp unter der Kellersohle bleibt.

Desweiteren belegen die exemplarischen Laboruntersuchungen, dass die im Hinterfüllbereich der Unterkellerung anstehenden Sand- Auffüllungen [A-SE] zwar überwiegend einen Durchlässigkeitsbeiwert $k_f > 10^{-4}$ m/s erwarten lassen und damit im Sinne der DIN 18533 /V.2/ als „gut durchlässig“ einzustufen sind. Bereichsweise muss aber bei vermehrten Humus- und Schluff Beimengungen [A-SE-OH] auch mit einer verminderten Durchlässigkeit gerechnet werden. Dass sich hieraus tatsächlich die Gefahr von Stauwasserbildungen mit hydrostatischer Wirkung ergibt, ist allerdings insgesamt als unwahrscheinlich zu erachten. Vielmehr vollzieht sich lediglich ein verzögerter Sickerwasserabstrom, der ein entsprechend länger anhaltendes feuchtes Milieu an der Außenhaut des Baukörpers schafft.

Die hieraus abzuleitenden **Anforderungen / Empfehlungen zur Bauwerksabdichtung** lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Für die erdberührten Außenwandbereiche ist aus gutachterlicher Sicht ein vereinfachter Abdichtungsstandard nach den ***Mindestanforderungen der Wassereinklassung W1-E nach DIN 18533 /V.2/*** (gegen Bodenfeuchte und nicht stauendes Sickerwasser) ausreichend, was allerdings anfolgende Voraussetzungen gebunden ist:
 - Die Sohlebenen der Arbeitsräume werden vor der Verfüllung von Bauabfällen, eingeschwemmten Bodenmaterialien oder anderweitigen stauenden Ablagerungen vollständig befreit.
 - Für die Wiederverfüllung der seitlichen Arbeitsräume der abzudichtenden Kellerwände wird das zuvor gewonnene Aushubmaterial wiederverwendet oder bei Fehlmassen gut durchlässiger Füllsand [SE] mit einem Durchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 10^{-4}$ m/s eingebaut.
 - Bei der Außenanlagenprofilierung wird ein vom Gebäude abfallendes Geländeprofil hergestellt, so dass künstliche Nässeanreicherungen am Baukörper und hieraus resultierende Beanspruchungen der Bauwerksabdichtung auch in Niederschlagsperioden gezielt unterbunden werden.
 - Auf die Installation von dezentralen Versickerungsanlagen im unmittelbaren Gebäudeumfeld wird verzichtet.

Für die **Abdichtung des Sockelbereiches** ist nach /V.2/ generell die **Wassereinwirkungsklasse W4-E** maßgebend.

Weiterhin ist darauf hinzuweisen, dass die Planung der Bauwerksabdichtung neben den genannten Wassereinwirkungsklassen zusätzlich von den *projektbezogenen Rissklassen und Nutzungsklassen* abhängig ist.

9. Regenwasser- Versickerung

Die Beurteilung der Eignung von Böden für die Errichtung von Versickerungsanlagen erfolgt nach dem DWA- Arbeitsblatt A 138-1, Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser - Teil 1: Planung, Bau, Betrieb, Ausgabe Oktober 2024 /V.6/.

Demnach wird die Versickerungseignung eines Standortes im wesentlichen von der Durchlässigkeit und der Mächtigkeit der wasseraufnehmenden Bodenschichten, dem Grundwasserflurabstand sowie einer möglichen Beeinträchtigung Dritter bestimmt.

Im konkreten Fall liefern die beiden Aufschlüsse SB 3 und 4 charakteristische Aussagen zu den auf der Nordseite der Wohngebäude anschließenden Außenanlagen, die vorrangig für eine dezentrale Versickerung in Betracht kommen dürften.

Die im versickerungsrelevanten Tiefenbereich (oberhalb MHGW) anstehenden Böden werden fast ausschließlich aus *nichtbindigen sandigen Auffüllungen [A-OH/-SE]* gebildet, deren Durchlässigkeit sich nach den stichprobenartigen Untersuchungsergebnissen im Bereich zwischen 1.0 und 1.5×10^{-4} m/s bewegt. Diese in Tabelle 2 auf Seite 14 zusammengefassten Korrelationswerte sind allerdings für die Bemessung nach /V.6/, Tabelle B.1 noch mit einem angemessenen Korrekturfaktor zu belegen (siehe weiter unten).

Ungeachtet dieser Einschränkungen bleibt allerdings festzuhalten, dass mit den vorgefundenen Baugrundverhältnissen **zumindest hinreichende stoffliche Voraussetzungen** für eine beabsichtigte Versickerung vorliegen.

Der Grundwasserflurabstand bildet eine wesentliche Randbedingung für die zulässige Tiefeinbindung einer Versickerungsanlage. Als hier relevanter Bemessungswasserstand ist dabei die im Pkt. 4.2.3. angegebene **MHW- Ordinate von ~ 30.6 m ü.NHN** heranzuziehen.

Unter Berücksichtigung des vorhandenen Geländeniveaus sind damit an den konkret betrachteten Versickerungsstandorten sowohl Voraussetzungen für eine *oberflächliche Infiltration über Versickerungsmulden* als auch für die Anordnung von *flach verlegten Rigolensystemen* gegeben, wobei deren Infiltrationsebene dann aber regulär nicht tiefer als 31.6 m ü.NHN (ca. 1.1...1.2 m unter dem Niveau der betreffenden Grünflächen) liegen dürfte, so dass zum MHGW noch ein Mindestabstand von 1.0 m gewährleistet bleibt. In Abstimmung mit der zuständigen Wasserbehörde ist aller-

dings erfahrungsgemäß eine Reduzierung dieses Mindestabstandes bis auf 0.5 m verhandelbar, sofern ausschließlich unbelastete Dachwässer zugeführt werden.

Eine mögliche Beeinflussung Dritter bzw. bestehender baulicher Anlagen bezieht sich im konkreten Fall vorrangig auf die vorhandenen Unterkellerungen der zu entwässernden Bestandsbauten selbst, die etwa 1.2...1.3 m unter das angrenzende Terrain einbinden.

Da die Infiltrationsebene der Versickerungsanlagen selbst im Falle einer Muldenversickerung nur noch geringfügig über dem Niveau der Bestandskeller liegen wird, wäre prinzipiell schon bei einem vergleichsweise geringen Abstandsmaß keine Beeinflussung mehr aus der sich im Umfeld der Anlage ausbildenden Sickerlinie zu erwarten. Im konkreten Fall wird sich allerdings aus der geplanten Lageeinordnung bereits ein Mindestabstand von mehr als 6 m ergeben, der völlig unkritisch sein sollte.

Bezüglich des erforderlichen Abstandes zu Grundstücksgrenzen werden in /V.6/ keine konkreten Auflagen gemacht (in Ausführungsbestimmungen verschiedener Bundesländer werden Maße zwischen 1 und 3 m genannt). Vielmehr wird darauf verwiesen, dass die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten und ein hieraus resultierendes (im konkreten Fall fehlendes) Gefährdungspotential angemessen zu berücksichtigen sind.

Als Fazit kann zusammengefasst werden, dass der favorisierte Versickerungsstandort (siehe Bild 2 auf Seite 6) für eine Versickerung prinzipiell geeignet ist, sofern der erforderliche Flächenbedarf gesichert werden kann.

Im Hinblick auf die bauliche Umsetzung und Bemessung der Sickeranlagen ergeben sich aus gutachterlicher Sicht noch folgende Hinweise und Empfehlungen:

- Grundsätzlich wäre eine **Muldenversickerung** aufgrund des geringen Investitions- und Unterhaltungsaufwandes zu favorisieren. Dabei ist allerdings zu überprüfen, ob sich durch die Muldenprofilierung Einschränkungen in der **Überdeckung querender Medienstrassen** ergeben können (hier vorrangig 10 kV- Leitung) bzw. inwieweit ggf. **Konflikte mit der Wäscheplatznutzung** entstehen. Außerdem ist ein **ausreichendes Abstandsmaß zum Keller** sicherzustellen. Die **Beschickung der Mulden** muss über **sohlfestigte Gerinne** (Pflasterrinne, Beton- Fertigteile) erfolgen, die von den Abläufen der Regenfallrohre bis zum Muldenrand führen. **An den Auslaufpunkten** in die Mulden sollten geeignete **Sohlfestigungen als Erosionsschutz** vorgesehen werden (z.B. Kiesschüttung).
- Im Falle einer **Rigolenversickerung** ist eine Annäherung an geplante Bäume zu vermeiden, um unkontrollierte Wurzeleinwüchse und damit verbundene Funktionsstörungen auszuschließen. Weiterhin sollte in diesem Fall zunächst der Verlauf, die Tiefe und der bauliche Zustand der **im Untergrund noch zu vermutenden Altleitung** geklärt und über deren ggf. zweckmäßigen Rückbau entschieden werden.
- Generell ist bei der Planung darauf zu achten, dass **im Falle einer zeitweisen Überlastung** der Versickerungsanlagen (Starkregenereignisse mit Überschreitung des Bemessungsabstandes) zu vermeiden sind.

sungsansatzes) ein ungehinderter und gefahrloser Abstrom in das angrenzende Gelände erfolgen kann und **keine Beeinträchtigungen für bestehende Gebäude oder Nachbarn** zu besorgen sind.

- Für die **Dimensionierung der Versickerungsanlagen** sind die in der Tabelle 2 angegebenen, korrelativ aus der Sieblinie abgeleiteten Durchlässigkeiten lt. /V.6/ mit den dort angegebenen *Korrekturbeiwerten* f_k abzumindern, wobei auch regionale Erfahrungswerte aus vergleichenden Versickerungsversuchen angemessen einzubeziehen sind.

Unter dieser Maßgabe wird vom Unterzeichner im Falle einer Muldenversickerung mit Durchströmung der belebten Oberbodendecke ein $k_f = 2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ als charakteristischer Bemessungswert empfohlen.

Bei einer beabsichtigten Rigolenversickerung kann ein geringfügig „günstigerer“ Ansatz $k_f = 3 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ gewählt werden.

Im übrigen sind bei der Bemessung, lagemäßigen Einordnung und konstruktiven Ausbildung von Versickerungsanlagen grundsätzlich die Vorgaben und Hinweise der o.g. Vorschrift zu beachten.

10. Schlussbemerkungen

Die im vorliegenden Gutachten getroffenen Aussagen beziehen sich nur auf die Einstufung des Bodens bezüglich seiner Eignung als Baugrund. Eine Beurteilung eventuell auftretender umweltrelevanter Verschmutzungen wurde nicht vorgenommen. *Organoleptische Auffälligkeiten wurden allerdings im Rahmen der Geländearbeiten (mit Ausnahme der im Text erwähnten Fremdstoffpartikel im Auffüllungshorizont) nicht festgestellt.*

Das vorliegende Gutachten ist direkt projektbezogen und darf ohne vorherige Genehmigung des Verfassers nicht veröffentlicht, vervielfältigt oder geändert und nicht als Bemessungsgrundlage für andere Baumaßnahmen verwendet werden.

Wenngleich die erkundeten Baugrundverhältnisse als weitgehend repräsentativ betrachtet werden können, handelt es sich bei den durchgeführten Erkundungen um punktuelle Aufschlüsse, so dass lokale Abweichungen von der dargestellten Schichtung und Beschaffenheit des Untergrundes möglich sind. Dies betrifft insbesondere die stoffliche Zusammensetzung, Tiefenausdehnung und Lagerungsdichte des Auffüllungshorizontes. Kommt es zu Planungsänderungen oder werden vor Ort abweichende Bodenverhältnisse angetroffen, so muss der Gutachter nochmals hinzugezogen werden.

Für die fortführende fachbauliche Betreuung und Begleitung des Bauvorhabens (Baugrubenabnahme, Verdichtungsprüfung, Ausgrenzung von Problemzonen), wie auch für Rückfragen und ergänzende Erläuterungen zum vorliegenden Gutachten steht der Unterzeichner jederzeit gern zur Verfügung.

Balkone neu

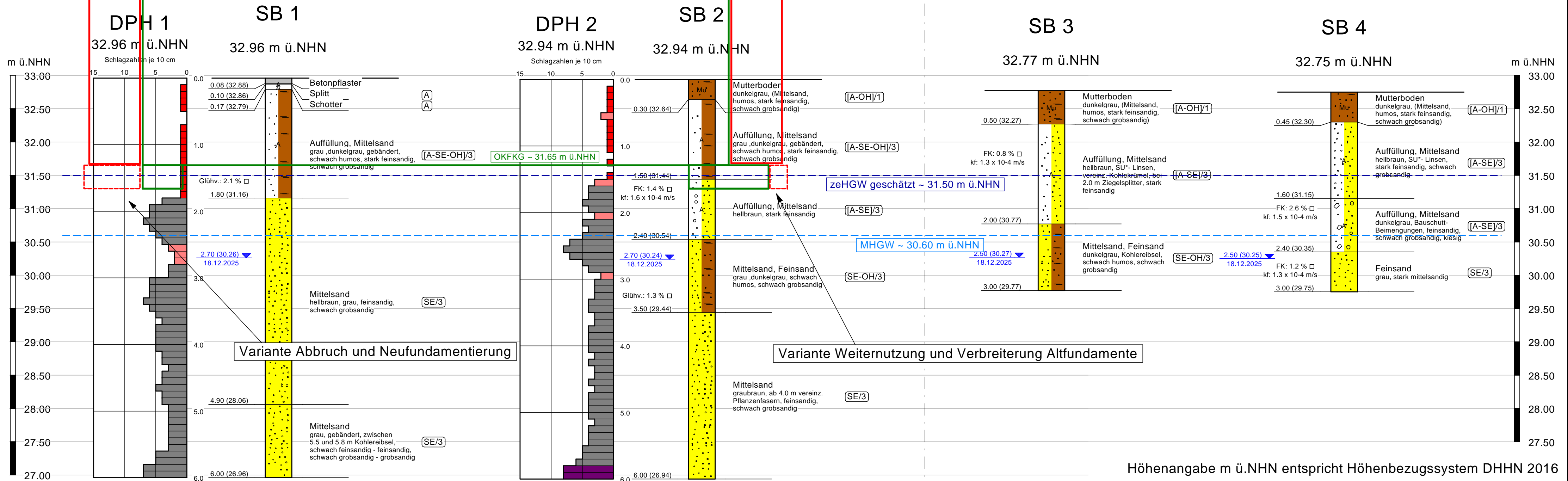
Balkone neu

Bestandsbau Nr. 31 - 37u

potentieller Versickerungsstandort

OKFEG ~ 34.45 m ü.NHN

OKFKG ~ 31.65 m ü.NHN



Variante Abbruch und Neufundamentierung

Variante Weiternutzung und Verbreiterung Altfundamente

Legende

Auffüllung (A)	kiesig (g)	mittelsandig (ms)	Sand (S)
Mutterboden (Mu)	grobsandig (gs)	Feinsand (fs)	sandig (s)
humos (h)	Mittelsand (mS)	feinsandig (fs)	schluffig (u)

Legende DPH

sehr locker bzw. sehr weich
locker
mitteldicht
dicht
sehr dicht

Höhenangabe m ü.NHN entspricht Höhen Bezugssystem DHHN 2016

BAUGRUND-INGENIEURBÜRO Dipl.- Ing. R. Dölling
 Beratender Ingenieur BBIK - Baugrundsachverständiger
 14471 Potsdam, Meistersingerstraße 7
 Tel: 0331 / 95 11 892 Fax: 0331 / 95 11 893

Bauvorhaben: Potsdam- Schlaatz Biberkiez 31-37u Sanierung Wohngebäude	Darstellung: Aufschlussprofile / Diagramme der Rammsondierungen / Höhenordinaten	Maßstab: d.H. 1 : 40 d.L. ohne
Auftraggeber: Pro Potsdam GmbH Pappelallee 4 14469 Potsdam	Bearbeiter:	Datum: 05.03.2026
	Bearb.-Nr.: H 25-32	Anlage: 2

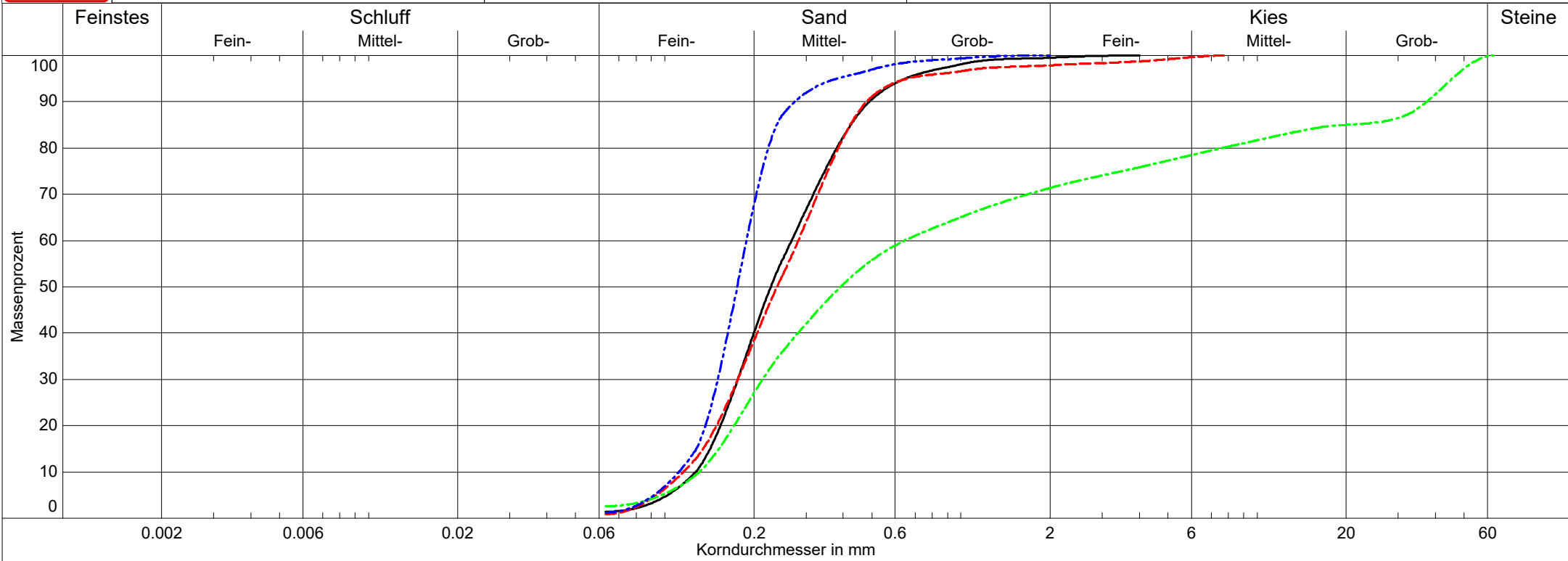


Ingenieurbüro Rütz GmbH
 Beraten - Messen - Prüfen
 14822 Borkheide, Beelitzer Str. 11
 Fon: 033845-4730 Fax: -473208

Kornverteilung

DIN EN ISO 17892-4

Projekt : Potsdam, Bieberkiez 31-37
 Projektnr.: IBR/012/26
 Datum : 05.01.2026
 Anlage : 3.1



Labornummer	— 01	- - - 02	... 03	- · - · 04
Entnahmestelle	SB 2/2	SB 3/2	SB 4/3	SB 4/4
Entnahmetiefe	1,50-2,40 m	0,50-2,00 m	1,60-2,40 m	2,40-3,00 m
Bodengruppe	SE	SE	SE	SE
Bodenart	mS, \bar{f}_s	mS, \bar{f}_s	mS, g, fs, gs'	fS, \bar{m}_s
Bodenklasse	3	3	3	3
Ungleichförm. Cu	2.1	2.4	4.9	1.7
Krümmungszahl Cc	0.9	1.0	0.5	1.1
Anteil < 0.063 mm	1.4 %	0.8 %	2.6 %	1.2 %
Kornfrakt. T/U/S/G	0.0/1.4/98.1/0.5 %	0.0/0.8/97.0/2.1 %	0.0/2.6/68.8/28.6 %	0.0/1.2/98.8/0.0 %
Frostempfindlichkeitsklasse	F1	F1	F1	F1
kf nach Beyer	1.6E-04 m/s	1.3E-04 m/s	1.5E-04 m/s	1.3E-04 m/s



Ingenieurbüro Rütz GmbH	Projekt : Potsdam, Bieberkiez 31-37
Beraten - Messen - Prüfen	Projekt Nr.: IBR/012/26
14822 Borkheide, Beelitzer Str. 11	Anlage: 3.2 Datum: 05.01.2026
Fon: 033845-4730 Fax: -473208	Bezeichnung: SB 1/1 (0,20-1,80 m)

Glühverlust DIN EN 17685-1:2023-04

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	52.80	51.95	52.87
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	52.51	51.64	52.55
Masse des Behälter	m_B	g	39.13	37.00	37.50
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	Δm_{gl}	g	0.29	0.31	0.32
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	m_d	g	13.67	14.95	15.37
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	V_{gl}		0.021	0.021	0.021
Glühverlust: Mittelwert	V_{gl}		0.021		

- a) Glühverlust $V_{gl} = 2,1 \%$
- b) Versuch DIN EN 17865-1
- c) Bodenart nach DIN 4022-1: n.b.
- d) Bodengruppe nach DIN 18196: n.b.
- e) Kalkgehalt: n.b.
- f) Wassergehalt DIN 18121: $w = n.b.$
- g) Glühzeit: 2 h



Ingenieurbüro Rütz GmbH	Projekt :	Potsdam, Bieberkiez 31-37	
Beraten - Messen - Prüfen	Projekt Nr.:	IBR/012/26	
14822 Borkheide, Beelitzer Str. 11	Anlage:	3.3	Datum: 05.01.2025
Fon: 033845-4730 Fax: -473208	Bezeichnung:	SB 2/3 (2,40-3,50 m)	

Glühverlust DIN EN 17685-1:2023-04

Behälter Nr.			1	2	3
Masse der ungeglühten Probe mit Behälter	$m_d + m_B$	g	44.76	43.95	45.68
Masse der geglühten Probe mit Behälter	$m_{gl} + m_B$	g	44.61	43.80	45.53
Masse des Behälter	m_B	g	33.13	32.50	34.20
Massenverlust $(m_d + m_B) - (m_{gl} + m_B)$	Δm_{gl}	g	0.15	0.15	0.15
Trockenmasse des Bodens vor dem Glühen $(m_d + m_B) - m_B$	m_d	g	11.63	11.45	11.48
Glühverlust $V_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_d}$	V_{gl}		0.013	0.013	0.013
Glühverlust: Mittelwert	V_{gl}		0.013		

- a) Glühverlust $V_{gl} = 1,3 \%$
- b) Versuch DIN EN 17865-1
- c) Bodenart nach DIN 4022-1: n.b.
- d) Bodengruppe nach DIN 18196: n.b.
- e) Kalkgehalt: n.b.
- f) Wassergehalt DIN 18121: $w = n.b.$
- g) Glühzeit: 2 h

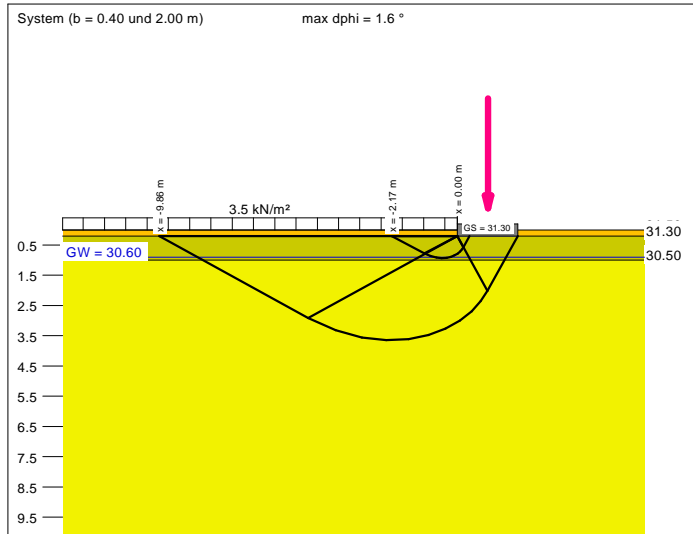
Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	16.0	8.0	30.0	0.0	10.0	0.00	[1] Sand, Hinterfüllung, locker- mitteldicht
	19.0	11.0	34.0	0.0	50.0	0.00	[3] Auffüllung, vorbelastet, dicht
	18.0	10.0	32.0	0.0	30.0	0.00	[3] Auffüllungen/Talsand, annähernd mitteldicht

BAUGRUND-INGENIEURBÜRO
Dipl.-Ing. Reneé Dölling
Beratender Ingenieur BBIK
14471 Potsdam, Meistersingerstraße 7
Tel/Fax: 0331 95 11 892 / 95 11 893

Potsdam, Biberkiez 31-37u
Sanierung Wohnhaus

Bericht Nr. H 25-32
Anlage Nr. 4

Nachweis zur Innenseite

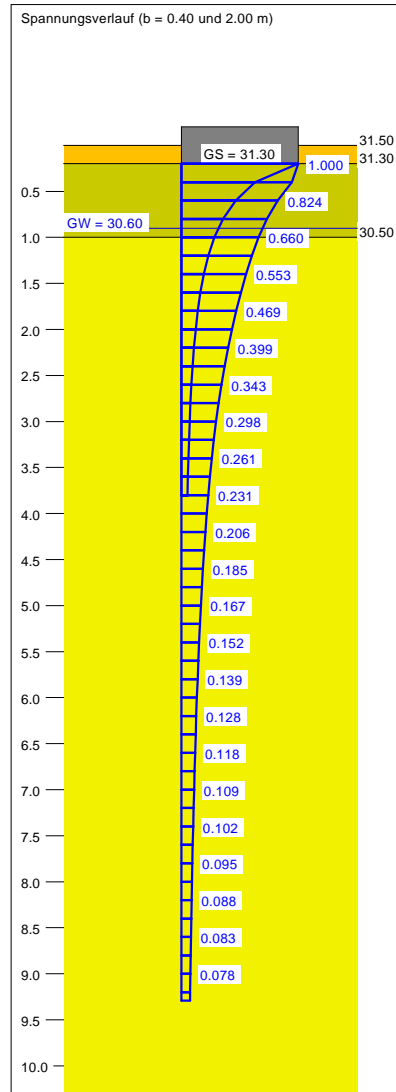


a [m]	b [m]	zul σ [kN/m ²]	zul R [kN/m]	s [cm]	cal ϕ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t_0 [m]	UK LS [m]
10.00	0.40	176.0	70.4	0.34	34.0	0.00	18.93	6.65	3.81	0.93
10.00	0.50	177.4	88.7	0.41	33.5	0.00	18.16	6.65	4.23	1.10
10.00	0.60	181.7	109.0	0.50	33.2	0.00	17.30	6.65	4.64	1.27
10.00	0.70	187.5	131.2	0.59	33.0	0.00	16.56	6.65	5.04	1.44
10.00	0.80	193.6	154.9	0.68	32.9	0.00	15.94	6.65	5.43	1.61
10.00	0.90	200.0	180.0	0.78	32.8	0.00	15.42	6.65	5.80	1.78
10.00	1.00	206.5	206.5	0.88	32.7	0.00	14.98	6.65	6.16	1.95
10.00	1.10	213.0	234.3	0.98	32.7	0.00	14.61	6.65	6.51	2.12
10.00	1.20	219.5	263.4	1.08	32.6	0.00	14.28	6.65	6.85	2.29
10.00	1.30	225.9	293.7	1.19	32.6	0.00	13.99	6.65	7.18	2.46
10.00	1.40	232.4	325.4	1.30	32.5	0.00	13.74	6.65	7.50	2.63
10.00	1.50	239.0	358.5	1.41	32.5	0.00	13.52	6.65	7.81	2.80
10.00	1.60	245.5	392.8	1.53	32.5	0.00	13.33	6.65	8.12	2.97
10.00	1.70	252.0	428.4	1.64	32.4	0.00	13.15	6.65	8.42	3.14
10.00	1.80	258.5	465.2	1.76	32.4	0.00	13.00	6.65	8.72	3.31
10.00	1.90	264.9	503.3	1.88	32.4	0.00	12.85	6.65	9.01	3.48
10.00	2.00	271.3	542.6	2.00	32.4	0.00	12.72	6.65	9.29	3.65

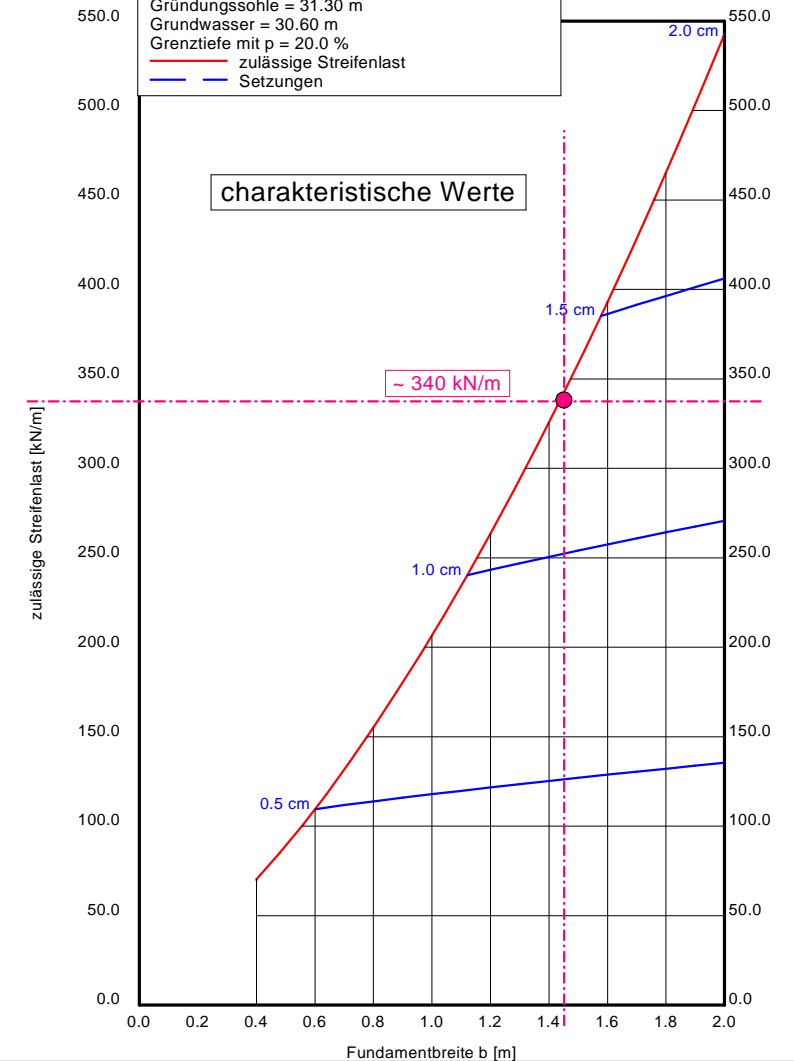
zul $\sigma = \sigma_{01,k} / (\gamma_{Gr} + \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{01,k} / (1.40 + 1.40) = \sigma_{01,k} / 1.95$
Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.30

Streifenfundament

Einbindtiefe 0.35 m unter Kellerfußboden



Berechnungsgrundlagen:
Potsdam, Biberkiez 31-37u, Sanierung Wohnhaus
Teilsicherheitskonzept
Streifenfundament (a = 10.00 m)
 γ (Gr) = 1.40
 γ (G) = 1.35
 γ (Q) = 1.50
Anteil Veränderliche Lasten = 30.0 %
OK Gelände = 31.50 m
Gründungssohle = 31.30 m
Grundwasser = 30.60 m
Grenztiefe mit $p = 20.0\%$
— zulässige Streifenlast
— Setzungen



Boden	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	E_s [MN/m ²]	ν [-]	Bezeichnung
	16.0	8.0	30.0	0.0	10.0	0.00	[1] Sand, Hinterfüllung, locker- mitteldicht
	19.0	11.0	34.0	0.0	50.0	0.00	[3] Auffüllung, vorbelastet, dicht
	18.0	10.0	32.0	0.0	30.0	0.00	[3] Auffüllungen/Talsand, annähernd mitteldicht

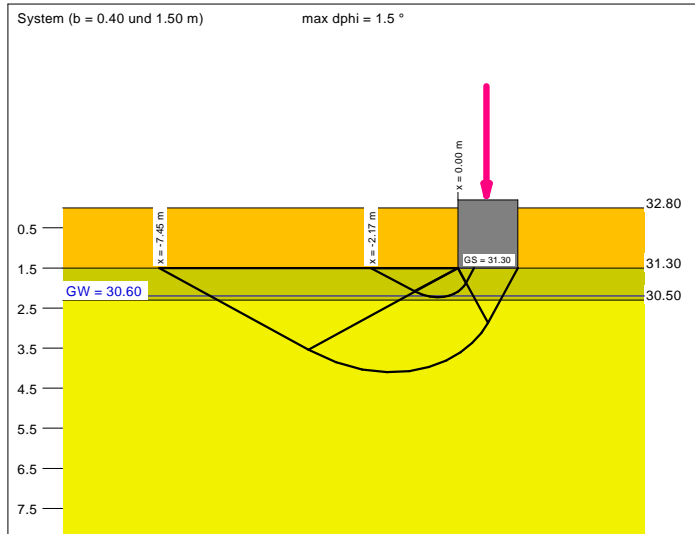
BAUGRUND-INGENIEURBÜRO
 Dipl.-Ing. René Dölling
 Beratender Ingenieur BBIK
 14471 Potsdam, Meistersingerstraße 7
 Tel/Fax: 0331 95 11 892 / 95 11 893

Potsdam, Biberkiez 31-37u
 Sanierung Wohnhaus

Bericht Nr. H 25-32
 Anlage Nr. 5

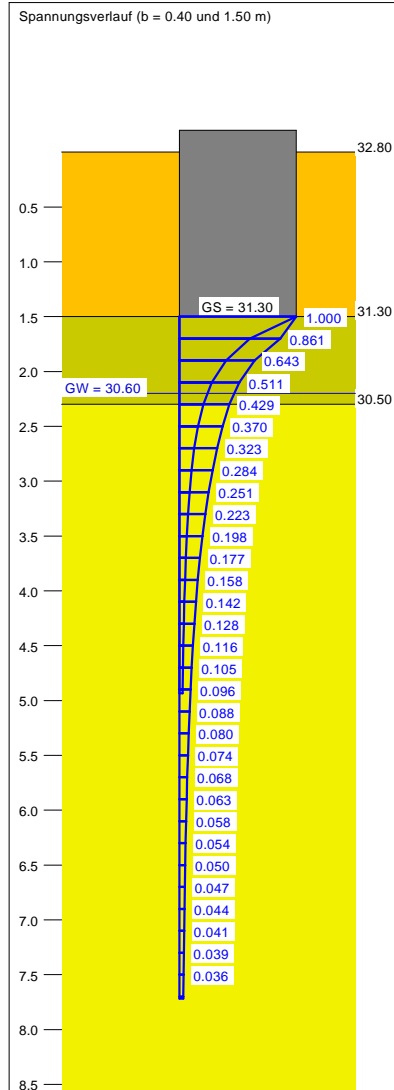
Balkon- Einzelfundament, L = 2.0 m
 Einbindetiefe 1.5 m unter Gelände

Nachweis zur Innenseite

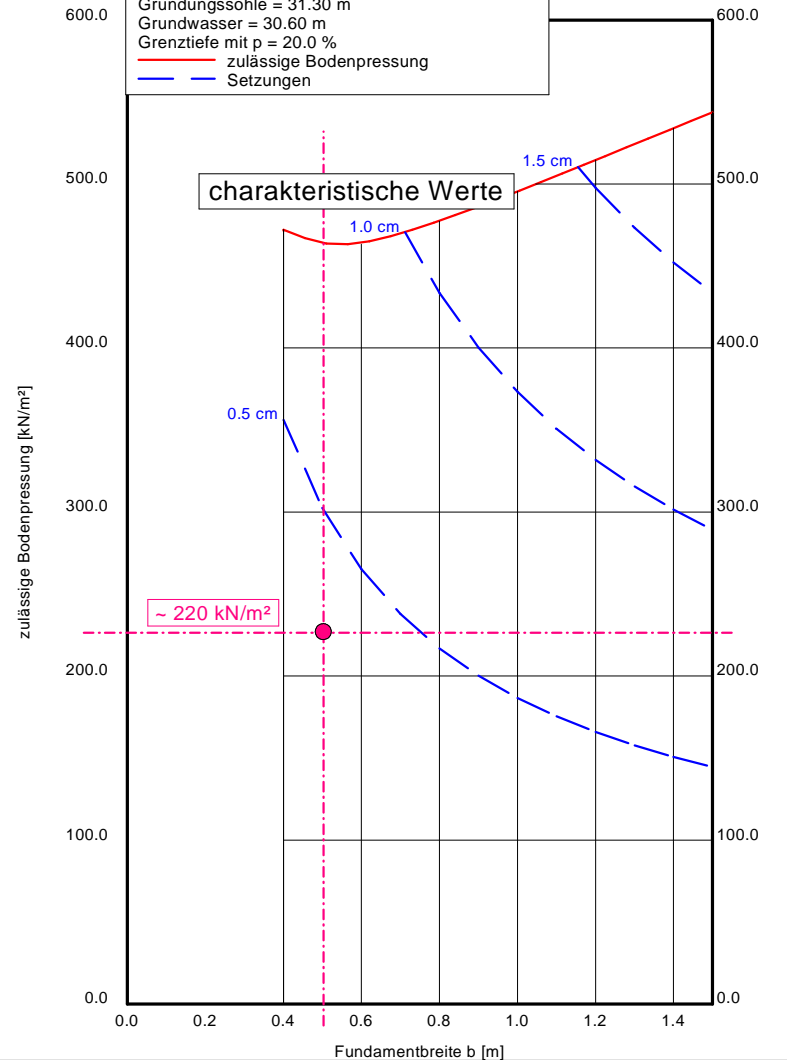


a [m]	b [m]	zul σ [kN/m ²]	zul R [kN]	s [cm]	cal ϕ [°]	cal c [kN/m ²]	γ_2 [kN/m ³]	σ_0 [kN/m ²]	t_0 [m]	UK LS [m]
2.00	0.40	472.2	377.7	0.66	34.0	0.00	18.93	24.00	4.93	2.23
2.00	0.50	462.3	462.3	0.76	33.5	0.00	18.16	24.00	5.25	2.40
2.00	0.60	463.4	556.1	0.87	33.2	0.00	17.30	24.00	5.55	2.57
2.00	0.70	469.6	657.4	0.99	33.0	0.00	16.56	24.00	5.84	2.74
2.00	0.80	477.5	763.9	1.10	32.9	0.00	15.94	24.00	6.12	2.91
2.00	0.90	486.2	875.2	1.21	32.8	0.00	15.42	24.00	6.38	3.08
2.00	1.00	495.5	991.0	1.33	32.7	0.00	14.98	24.00	6.63	3.25
2.00	1.10	505.0	1111.1	1.44	32.7	0.00	14.61	24.00	6.86	3.42
2.00	1.20	514.7	1235.3	1.55	32.6	0.00	14.28	24.00	7.09	3.59
2.00	1.30	524.3	1363.1	1.66	32.6	0.00	13.99	24.00	7.30	3.76
2.00	1.40	534.0	1495.3	1.77	32.5	0.00	13.74	24.00	7.51	3.93
2.00	1.50	543.7	1631.2	1.88	32.5	0.00	13.52	24.00	7.72	4.10

zul $\sigma = \sigma_{0,k} / (\gamma_{Gr} + \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{0,k} / (1.40 + 1.40) = \sigma_{0,k} / 1.95$
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.30



Berechnungsgrundlagen:
 Potsdam, Biberkiez 31-37u, Sanierung Wohnhaus
 Teilsicherheitskonzept
 Einzelfundament (a = 2.00 m)
 γ (Gr) = 1.40
 γ (G) = 1.35
 γ (Q) = 1.50
 Anteil Veränderliche Lasten = 30.0 %
 OK Gelände = 32.80 m
 Gründungssohle = 31.30 m
 Grundwasser = 30.60 m
 Grenztiefe mit p = 20.0 %
 — zulässige Bodenpressung
 — Setzungen



Anlage 6.1 Fotodokumentation Untersuchungsstandort



Teilübersicht Untersuchungsobjekt

Blick von Südosten über die Südfassade des Wohnhauses Biberkiez 31-37u mit den zu erneuernden Balkontürmen und Markierung der beiden Untersuchungsstellen SB/DPH 1 und 2



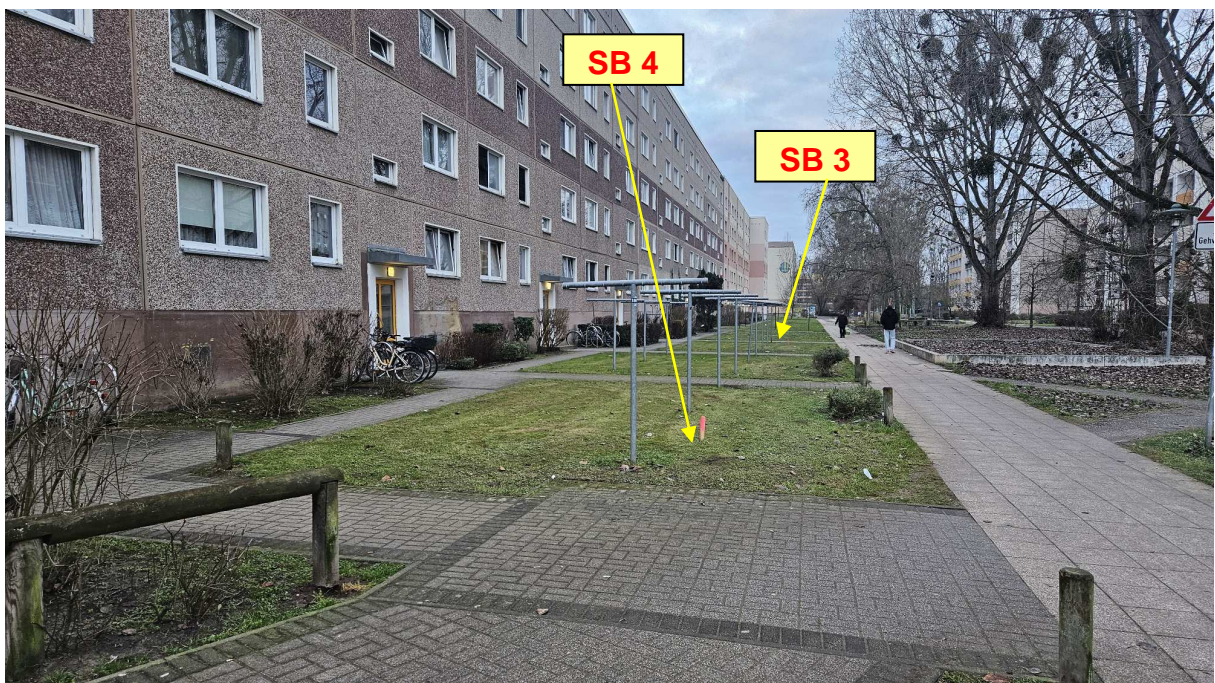
Detailansicht Untersuchungsstelle

Blick von Westen auf die Erkundungsstelle SB/DPH 2 an der Südostecke des Bestandsbaus

Anlage 6.2 Fotodokumentation Untersuchungsstandort

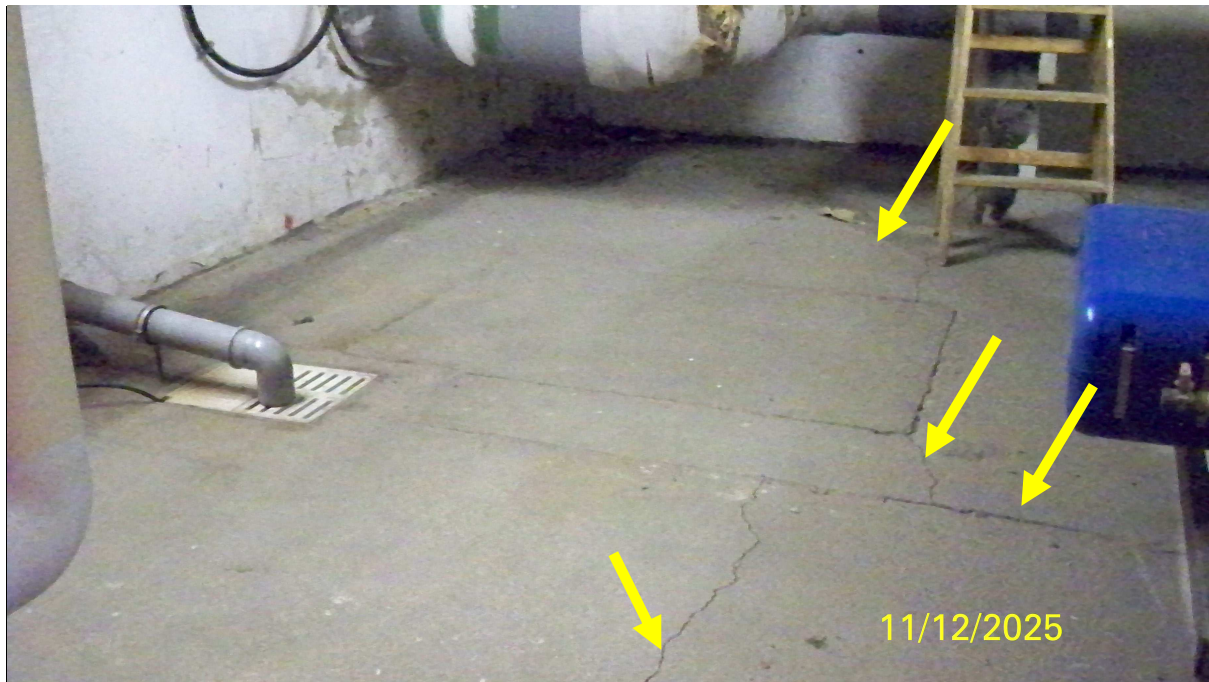


Detailansicht Untersuchungsstelle
Blick von Süden auf den Anschlusspunkt SB/DPH 1 neben dem Hauseingang Nr. 33



Teilübersicht Untersuchungsobjekt
Blick von Osten über die rückseitigen Außenanlagen, die als potentieller Standort für eine Regenwasserversickerung in Frage kommen, mit Markierung der hier platzierten Sondierstellen SB 3 und 4

Anlage 6.3 Fotodokumentation Untersuchungsstandort



Detailansicht Keller

Blick auf den Kellerfußboden im Bereich des ostseitigen Giebels mit diversen Rissbildungen, die vermutlich teils auf bauliche Eingriffe, teils aber auch auf stattgefundene Verformungen hinweisen und auf Mitnahmesetzungen der tragenden Wände zurückgehen dürften



Detailansicht Keller

Blick auf einen Kellerfußbodenabschnitt mit einer markanten Quer- Rissbildung, wie sie an verschiedener Stelle zu finden ist