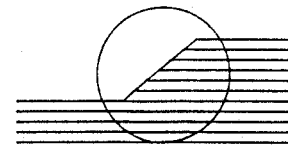


Dr.-Ing. Georg Ulrich

Grundbauingenieure Bodenmechaniker Geologen



Eingetragen in das Verzeichnis
der Institute für Erd- und Grund-
bau nach DIN 1054

Dr.-Ing. Georg Ulrich · Brunnetobel 6 · 88299 Leutkirch/Allgäu

Baugrund Geologie
Hydrogeologie Altlasten
Bodenmechanisches Labor

Gründungsplanung
Grundbaustatik

Grundwassermodellierungen
2D 3D instationär

Pfahlintegritätskontrolle
Erschütterungsmessungen

Kopie

Spannungs- und Verformungs-
berechnungen im Baugrund
mit elasto-plastischen
Stoffmodellen

Geophysik
Sachverständigengutachten

Geotechnisches Gutachten Wasserkraftanlage Altdorf-Ebenhofen Dammsanierung

Auftraggeber Vereinigte Wertach
Elektrizitätswerke GmbH
Neugablonzer Straße 21

87600 Kaufbeuern

Planer Ingenieurbüro Dr.-Ing. Koch
Beethovenstraße 13

87435 Kempten

AZ 990916

Datum 10.03.2000

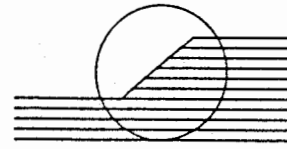
Hauptsitz:
88299 Leutkirch
Brunnetobel 6
Tel. 075 61 / 98 63-0
Fax 075 61 / 75 71

87435 Kempten
Immenstädter Straße 79 b
Tel. 08 31 / 5 23 34-0
Fax 08 31 / 5 23 34-20

77933 Lahr
Europastraße A 63
Tel. 078 21 / 95 70 91
Fax 078 21 / 95 70 90

88046 Friedrichshafen
Allmannsweiler Straße 102
Tel. 075 41 / 61 97
Fax 075 41 / 62 04

89312 Günzburg
Kötzer Weg 33
Tel. 082 21 / 9 12-0
Fax 082 21 / 9 12 60

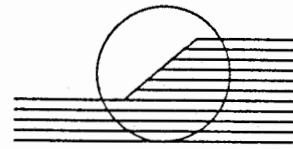


- Inhalt:**
1. Vorgang
 2. Geomorphologie, Schichtenfolge
 3. Bautechnische Beschreibung der Schichten, Bodenkennwerte
 4. Grundwasserverhältnisse
 5. Bodenmechanische Untersuchungen
 6. Geotechnisches Sanierungskonzept
 - 6.1 Grundsätzliches zur Planung
 - 6.2 Standsicherheitsuntersuchungen
 - 6.3 Empfehlungen für die Ausbildung der Deiche

- Anlagen:**
- 1.1 Übersichtslageplan
 - 1.2 Lageplan
 - 2.1-5 Geotechnische Profile
 - 3.1-24 Bodenmechanische Laborversuche
 - 4.1-8 Eingießversuche im Bohrloch
 - 5.1 Grundwassergleichenplan
 - 6.1-40 Ergebnisse von hydraulischen und geotechnischen Berechnungen

Unterlagen:

- Auszüge des hydrogeologische Gutachtens zum Einzugsgebiet und zum Wasserschutzgebiet der Brunnen Altdorf; Büro Boden und Wasser, Aichach, 27.03.97.
- Geotechnisches Gutachten – Sanierung der Wasserkraftanlage Kirnach in Ebenhofen; AZ 970416, Baugrundinstitut Dr.-Ing. G. Ulrich, Leutkirch-Herbrazhofen, 28.05.97.
- Geotechnisches Gutachten – Wasserkraftanlage Altdorf-Ebenhofen; AZ 971052, Baugrundinstitut Dr.-Ing. G. Ulrich, Leutkirch-Herbrazhofen, 31.10.97.
- Hydrogeologisches Ergänzungsgutachten – Wasserkraftanlage Altdorf-Ebenhofen, AZ 971052/1, Beeinflussung des Grundwassers durch die geplante Profilräumung der Stauhaltung; Künstlich beschleunigter Selbstabdichtungsprozess; Baugrundinstitut Dr.-Ing. G. Ulrich, Leutkirch-Herbrazhofen, 16.01.98.
- Daten zur Stauraumvermessung, Profile 83+200, 83+400, 83+600, 83+700, 83+800, Vereinigte Wertach Elektrizitätswerke; Ingenieurbüro Dr. Koch, Juli 99.
- Besprechungsniederschrift – Sanierung Dämme Staustufe Ebenhofen / Altdorf, LRA Ostallgäu, 30.06.99; Ingenieurbüro Dr. Koch, 06.07.99
- Topographische Karte von Bayern, M 1:25000 Blatt 8129 Kaufbeuren
- Geologische Übersichtskarte, M 1:200000, Blatt CC 8726 Kempten
- DIN 19712, Flußdeiche



- Busch, K., Luckner, L., Tiemer, K.; Geohydraulik, Lehrbuch der Geohydrologie, Band 3, Verlag Borntraeger, Berlin 1993
- DVWK Merkblatt 210/1986, Flußdeiche
- DIN 19700, Stauanlagen
- DIN 4084, Böschungs- und Geländebruchberechnungen, Juli 1981
- Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Ausgabe 1998

1. Vorgang

Die Vereinigten Wertach Elektrizitätswerke, Kaufbeuren (VWEW), beabsichtigen, die Wertachdämme der Wasserkraftanlage Altdorf-Ebenhofen zu sanieren.

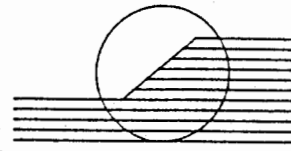
Bereits im Sommer 1997 wurde nach dem Bruch der Verschußklappe der Wehranlage durch das mit der Kraftanlagensanierung beauftragte Ingenieurbüro Dr. Koch der Zustand der Dämme festgestellt. Aufgrund von Setzungen war die Sollhöhe einiger Dammabschnitte nicht mehr ausreichend, um ein 1000-jähriges Hochwasser (HQ_{1000}) flußbautechnisch fassen zu können. Es wurde daher beschlossen, die Stauhaltung auf den Grundlagen des Kraftanlagenbaus aus dem Jahr 1953 zu sanieren.

Das Baugrundinstitut des Unterzeichneten wurde mit den geotechnischen Beratungen beauftragt (Geotechnisches Gutachten vom 31.10.97, AZ 971052). Insbesondere sollte neben einer geotechnischen Bestandsaufnahme der Dämme die Wiederverwertbarkeit des im Stauraum angelandeten Materials für die erforderlichen Dammerhöhungen bei gleichzeitiger Anlage eines Kronenweges beurteilt werden.

Im Laufe der Planungen wurde durch das Wasserwirtschaftsamt Kempten auf die mögliche Gefährdung der Brunnen Altdorf und des dazugehörigen Wasserschutzgebietes im Osten der Anlage hingewiesen. Daraufhin erstellte das Baugrundinstitut des Unterzeichneten ein hydrogeologisches Ergänzungsgutachten (AZ 971052/1 vom 16.1.99), das die Beeinflussung des Grundwassers durch die geplante Profilräumung sowie Maßnahmen einer künstlich beschleunigten Selbstabdichtung zum Inhalt hat.

Während des Pfingsthochwassers 1999 wurden die Dämme zum Teil schwer in Mitleidenschaft gezogen. Insbesondere die schon bekannten Schwächezonen waren nur durch eine aufwendige und schwierige Deichverteidigung zu halten. Durch- und Unterströmungen gefährdeten die Dämme insbesondere auf der orographisch rechten Wertachseite südlich des Fluß-km 83+500 akut.

Für die Dammsanierung ist ein neues Zielkonzept notwendig. Neben der ausreichenden Erhöhung der Dammkronen und der Herstellung des Kronenweges sind die Dämme soweit abzudichten, daß ihre Standsicherheit nicht mehr durch Strömungsvorgänge gefährdet ist.



Hierfür sind verschiedene Lösungen, wie z.B. Kerndichtung, Oberflächenabdichtung oder luftseitiger Stützkörper, denkbar.

Bei einem Besprechungstermin im Landratsamt Ostallgäu am 30.06.1999 wurde das weitere Vorgehen mit den Beteiligten (LRA OAL, WWA Kempten, VWEW, IB Koch, BI Ulrich) besprochen. Insbesondere war die Frage der Durchsickerung - bei der bisherigen Planung war die Vermeidung der Einsickerung von Wertachwasser ins Grundwasser eine der Zielvorgaben - von Bedeutung. Das WWA Kempten äußerte sich dahingehend, daß zukünftig der Hochwasserschutz mit Herstellung der Standsicherheit der Dämme Vorrang hat.

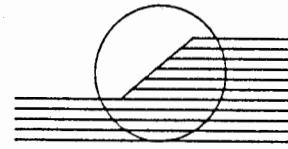
Das Baugrundinstitut des Unterzeichneten wurde daraufhin mit den geotechnischen Beratungen und den Untersuchungen zur Standsicherheit der Dämme beauftragt. Hieraus soll ein Abdichtungskonzept entwickelt werden.

Die Moräne Bohrgesellschaft Dr.-Ing. G. Ulrich mbH führte im Rahmen der Baugrunderkundung im Zeitraum vom 20.10.1999 bis 09.11.1999 insgesamt 24 Rammkernbohrungen BK1-24/99 mit durchgehendem Gewinn gekernter Bodenproben nach DIN 4021 im Bereich des geplanten Bauvorhabens durch. Die Bohrungen waren in acht Dammprofilen (Dammkrone, luftseitige Dammböschung, Böschungsfuß) angeordnet. Auf der rechten Wertachseite wurden die Untergrundverhältnisse bei Fluß-km 83+200, 83+400 und 83+600-800 erkundet. Auf der linken Seite sind die Profile 83+400, 83+600 und 83+800 untersucht worden. In den acht Bohrungen entlang der Dammkronen kamen Eingießversuche zur Ermittlung der Durchlässigkeiten zur Ausführung (Anlagen 4.1-8). In allen Bohrungen sind temporäre Grundwassermeßstellen errichtet worden. Nach der Stichtagsmessung am 10.11.99 sind diese entfernt und anschließend die Bohrlöcher mit Wiederherstellung des natürlichen Schichtenaufbaus verfüllt worden.

Die Bohrpunkte wurden von der Moräne Bohrgesellschaft nach Lage und Höhe eingemessen. Sie sind im Lageplan, Anlage 1.2, eingetragen. Als Höhenbezugspunkte wurden die Fluß-km Steine verwendet, deren Höhen m NN den Stauvermessungsprofilen, Stand Juli 99 (Ing.-Büro Dr. Koch), entnommen wurden.

Die Ergebnisse der geologischen Kernaufnahme sind in den geotechnischen Profilschnitten, Anlagen 2.1-5, dargestellt. Die maßstäblichen Profile sind mit den Vermessungsdaten konstruiert. Bei der Konstruktion mußte auf zwei Meßreihen zurückgegriffen werden, da für den Bereich des Staus zwischen den Dammkronen nur Daten nach dem Pfingsthochwasser (Juli 99) vorliegen. Aufgrund der Zusammensetzung der Datensätze kann es in der Längsentfernung zu kleineren Fehlern kommen, die aber wenige Dezimeter nicht überschreiten. Ebenfalls in die Profile eingetragen sind die während der Stichtagsmessung ermittelten Wasserstände der Wertach sowie die vom Ingenieurbüro Dr. Koch berechneten Wasser Spiegelhöhen des hundertjährigen Hochwassers HQ_{100} .

Die an ausgewählten Proben durchgeführten bodenmechanischen Laborversuche sind in den Anlagen 3.1-24 aufgeführt.



2. Geomorphologischer Überblick, Schichtenfolge

Morphologie

Die Stauhaltung der Wertach von Altdorf-Ebenhofen liegt in der spätglazialen Schotterflur von Ruderatshofen-Biessenhofen, etwa 7 km südlich von Kaufbeuren. Hier vereinigen sich drei ehemalige Gletscherabflüsse, deren breite Täler heute von der Kirnach, dem Fringenbach und der Wertach durchflossen werden. Die Fluß- bzw. Bachläufe werden heute von mehr oder weniger breiten, nacheiszeitlichen Talfüllungen begleitet. Die Verebnungsfläche ist in der weiteren Umgebung des Untersuchungsgebietes durch Terrassenstufen gegliedert, die im Spätglazial und anschließenden Holozän entstanden sind. Durch den Bau der Kraftanlage mit Stauhaltung ist die Wertach begradigt worden. Der alte Flußlauf ist im Gelände noch in Form einer Altwasserschlinge zu erkennen.

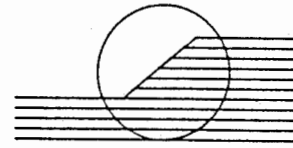
Geologie

Im Bearbeitungsgebiet wird der tiefere Untergrund von Sanden und Mergeln der Molasse aufgebaut. Sie wurden in einem nördlich der Alpen existierenden Trog während der Hauptgebirgsbildungs- und Aufstiegsphasen im Tertiär abgelagert. Die abgelagerten Schichten wurden ihrerseits in den Alpenaufstieg mit einbezogen und tektonisch verstellt. Die einsetzende Erosion wandelte die weiten Ebenen in ein Hügelland um. Die Molasse wurde durch die Bohrungen nicht erschlossen. Im folgenden Quartär rückten die Gletscher der verschiedenen Eiszeiten mehrfach in dieses vorhandene Relief vor und modellierten eine neue Landschaft.

An der quartären Basis lagerten die Gletscher ein unsortiertes Gemenge aus sämtlichen Kornfraktionen, den sogenannten **Geschiebemergel**, ab. Diese Grundmoräne wird erfahrungsgemäß durch lokal eingeschaltete kiesige und sandige Zwischenschichten aus Moränenkies und Geschiebesand gegliedert.

Im Zuge des allgemeinen Eistrückzuges im Spätglazial erodierten die Schmelzwasserabflüsse des Gletschers rinnenförmige Strukturen in den prä-existierenden Untergrund und füllten diese mit einer Wechselfolge aus glazi-fluviatilen und glazilimnischen Sedimenten aus. Im Bereich der Flüsse wurden **Schmelzwasserkiese** abgelagert. In zurückbleibenden Hohlformen stauten sich Seen ein, die die feinkörnige Gletschertrübe aufnahmen. In der Regel sind die Stillwasserbereiche rasch mit dem sogenannten **Beckenschluff** aufgefüllt worden.

Nach dem endgültigen Rückzug des Gletschers in die Hochlagen der Alpen reduzierten sich die anfallenden Wassermengen auf den heutigen Abfluß der Wertach. Diese lagerte entlang ihres mäandrierenden Flußbetts **Talkies** ab. Dies geschah z.T. in Bereichen, die schon zuvor von den Schmelzwasserabflüssen aufgeschottert wurden. Anhand der Bohrergebnisse ist es häufig nicht möglich, die unterschiedlich alten Schichtglieder eindeutig zu trennen. Im folgenden Gutachten werden daher die verschiedenen Schotter, die bodenmechanisch nur sehr geringe Differenzen aufweisen, allgemein als **Flußkies** bezeichnet.



Bei Hochwasserereignissen wurde die Talebene überflutet. Aus solchen extremen Abflüssen stammt der sogenannte **Auelehm**. Dieser stellt in der Regel ein feinkörniges Sediment dar, in das aber immer wieder sandige (Auesand) und kiesige (Auekies) Abschnitte eingeschaltet sind.

Durch den Bau der Stauanlage, der mit dem Einbau künstlicher **Auffüllungen** (Dammschüttungen) verbunden war, entstand ein neuer Ablagerungsbereich, in dem im wesentlichen Talkies und Aueablagerungen abgesetzt wurden.

Entsprechend der geschilderten geologischen Situation wurde durch die Bohrungen das folgende Grundsatzprofil erschlossen:

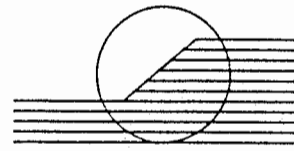
Auffüllungen Damm	(rezent)
Auelehm	(Holozän)
Flußkies	(Spätglazial bis Holozän)
Beckenschluff und Geschiebemergel	(Hoch- bis Spätglazial)

Auffüllungen sind in den Bohrungen der Dammkrone und Dammsflanken erschlossen worden. Dabei nimmt die Mächtigkeit der Dammschüttung entsprechend dem Gelände und Stauziel von Norden nach Süden ab. Im Bereich des Profils bei Fluß-km 83+200 ist eine Dammhöhe von 3,1 m ermittelt worden. Beim Profil Fluß-km 83+800 werden nur noch Aufschüttungsmächtigkeiten von ca. 1,5 m beobachtet. Anzumerken ist allerdings, daß die Dämme der Stauhaltung augenscheinlich zum überwiegenden Teil aus den Böden der Umgebung aufgeschüttet worden sind. Im wesentlichen ist der durch die Flußbegradigung angefallene Auelehm verwendet worden. Dies birgt natürlich eine gewisse Fehlerquelle in der Abgrenzung nach unten, da die Dämme nach den Ergebnissen der Bohrungen eben auf diesen geschüttet wurden.

Die Aufschlüsse im Bereich des Dammsfußes setzen in der Regel im gewachsenen Boden an.

Unter den Auffüllungen der Dämme bzw. dem Mutterboden (Dammsfuß) steht der **Auelehm** an. Nach den Ergebnissen der Bohrungen wird der Lehm zwischen 0,8 m und 2,7 m mächtig. Dabei werden im Bereich der Profile Fluß-km 83+200 und 83+400 Auelehmdicken zwischen 0,8 m und 1,5 m beobachtet. Zwischen den Profilen Fluß-km 83+400 und 83+800 nimmt die Mächtigkeit des Auelehms zu. In den Bohrungen der Profile 83+600 und 83+700 wird die Schicht meist über 2 m (bis 2,7 m) mächtig. Im Bereich des Profils Fluß-km 83+800 dünnt die Überdeckung aus. Hier wird nur in den westlichen Bohrungen BK23-24 noch Auelehm erschlossen. In den Aufschlüssen BK22 und BK13-15 dagegen fehlt der feinkörnige Boden.

Die beobachteten Mächtigkeitsschwankungen sind wahrscheinlich auf die alte Flußschlinge der Wertach, wie noch im Gelände zu erkennen, zurückzuführen.



Der Auelehm ist von **Flußkies** unterlagert. Nach den Vorgutachten ist im nördlichen Abschnitt des Staus eine bis zu 20 m tiefe Rinnenstruktur (hier als „tiefe Rinne“ bezeichnet) entwickelt. Diese quert den Stau im Untergrund nahezu senkrecht in West-Ost-Erstreckung. Nach Süden ist die Rinne durch einen relativ steilen Anstieg begrenzt. Die Bohrungen des Profils Fluß-km 83+200 enden im Flußkies, dessen Oberfläche zwischen 705,5 mNN und 706,0 mNN ansteht.

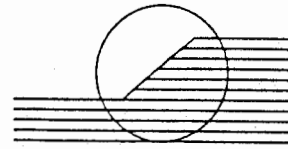
Bei Fluß-km 83+400 ist der südliche Rinnenrand erreicht. Hier durchteufen die Bohrungen den Flußkies und erschließen den **Beckenschluff** und **Geschiebemergel**. Es werden nur noch Kiesmächtigkeiten zwischen 0,9 m und 2,6 m beobachtet. Die Schichtoberfläche liegt am linken Wertachufer um 706 mNN, am rechten Ufer um 707 mNN. Ein ähnliches Bild ist im südlich anschließenden Profil Fluß-km 83+600 entwickelt. Die Kiesmächtigkeiten liegen um 1 m, z.T. dünnt der Schotter fast vollständig aus (BK9). Die Schotteroberfläche liegt hier um 706,4 mNN (linkes Ufer) bzw. um 705,5 mNN (rechtes Ufer). Weiter nach Süden (Profile Fluß-km 83+700 und 83+800) nimmt die Mächtigkeit der Schotter wieder zu. Die Bohrungen auf der rechten Wertachseite enden im Kies. Es wurden bis über 4 m mächtige Abfolgen erschlossen. Die Oberflächen liegen bei ca. 706,5 mNN (83+700) bzw. bei ca. 709,5 mNN. Auf der linken Wertachseite im Profil Fluß-km 83+800 ist der Kies mit Mächtigkeiten um 2,5 m durchteuft worden. Hier liegt die Schotteroberfläche bei etwa 707,5 mNN. Die Mächtigkeitschwankungen südlich der tiefen Rinne (ab Fluß-Km 83+400) sind auf kleinere Rinnenstrukturen zurückzuführen, die in die Basis der Kiese aus Beckenschluff und Geschiebemergel eingetieft sind.

Der **Beckenschluff** und **Geschiebemergel** ist in keiner der Bohrungen, die in dieser Schicht enden, durchteuft worden. Er setzt sich bis in unbekannte Tiefe fort. Die Oberfläche der glazialen Sedimente wurde südlich der tiefen Rinne (Fluß-km 83+400) in einer Höhenlage zwischen 704 mNN und 706 mNN erschlossen. In den erwähnten Rinnenstrukturen ist diese weiter eingetieft.

3. Bautechnische Beschreibung der Schichten, Bodenkennwerte

Auffüllungen

Die braun, dunkelbraun und grau gefärbten Auffüllungen der Dammschüttung sind bautechnisch zum überwiegenden Teil als schwach toniger bis toniger Schluff mit stark variierenden Sandgehalten zu beschreiben. Untergeordnet ist ein kiesiger Anteil dem Boden beigemischt. Daneben treten, meist als dünne Lagen den Auffüllungen eingeschaltet, grobkörnige Bodenarten in Form von schluffigen bis stark schluffigen Kiesen und Sanden auf. Feinkornarme Kiese treten sehr untergeordnet auf und wurden teilweise erst bei der Dammverteidigung während des Pfingsthochwassers aufgebracht. Ein geringer organischer Gehalt ist relativ häufig zu beobachten. Immer wieder tritt Pflanzenhäcksel auf. Schilfreste sind auf zwei „Quellen“ zurückzuführen. Zum einen besteht das Schüttmaterial aufgrund seiner Zusammensetzung aus ehemaligem Auelehmmaterial, das mit den Pflanzenrückständen in die Dämme eingebaut worden ist.



Zum anderen sind die Dämme heute bereichsweise mit Schilf bewachsen. Die Konsistenz der Auffüllungen ist nach der manuellen Prüfung der Bodenproben sehr wechselhaft. Häufig ist eine weiche bis steife Zustandsform beobachtet worden. Übergänge zu weicher, aber auch steifer und halbfester Konsistenz sind beobachtet worden. Die feinkörnigen Böden wurden überwiegend als mittelplastische Tone angesprochen. Daneben treten untergeordnet ausgeprägt plastische Tone, organische Schluffe und Tone sowie Sand-Ton-Gemische auf. Die an drei Proben ermittelten Wassergehalte lagen zwischen 20% und 40%. Diese relativ hohen Werte, wahrscheinlich auf den geringen organischen Gehalt zurückzuführen, werden als weiterer Hinweis auf Auelehm als Ursprungsmaterial der Dammschüttungen gedeutet.

Die Böden der Auffüllungen sind als ein gering tragfähiger, setzungswilliger Untergrund zu beurteilen. Das Material ist gering bis mäßig standfest. Die Auffüllungen sind als mittel bis stark frostempfindlich zu bewerten.

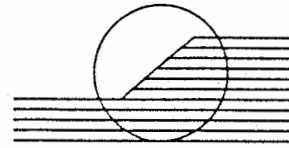
Auelehm

Der braun, graubraun und graubraun gefärbte Auelehm ist bautechnisch als ein schwach toniger bis toniger Schluff mit geringen bis mittleren Sandanteilen bzw. ein stark schluffiger, sandiger Ton zu beschreiben. Untergeordnet sind Sande mit stark variierenden Schluffgehalten und stark schluffige Kiese beobachtet worden. Kennzeichnend für den Boden ist ein geringer bis mittlerer organischer Anteil, der sich auch in den ermittelten Wassergehalten von 30% bis 70% widerspiegelt. Häufig werden Pflanzenhäcksel, Wurzel- und Schilffreste sowie Schneckenschalen beobachtet. Mitunter kann der organische Anteil in dünnen anmoorigen bzw. torfartigen Bändern angereichert sein. Zersetzungs Vorgänge machen sich bereichsweise durch einen muffigen Geruch bemerkbar. Die Konsistenz des Auelehms ist bei der manuellen Prüfung der Bodenproben mit weich und weich bis steif beurteilt worden.

Die Auelehm ist als ein gering tragfähiger, setzungswilliger Untergrund zu beurteilen. Das Material ist gering bis mäßig standfest. Es ist als gut rammpbar zu beurteilen. Die Böden sind als mittel bis stark frostempfindlich zu bewerten.

Flußkies

Der grau und graubraun gefärbte Flußkies ist bautechnisch als ein stark sandiger Kies mit stark variierenden Schluffgehalten zu beschreiben. Steine sind nach den Ergebnissen der Bohrkernaufnahme nur untergeordnet beigemischt. Augenscheinlich überschreitet ihr Anteil 30 Gew.-% nicht. Feinkornarme "Rollkieslagen" sind in den Bohrungen zwar nicht beobachtet worden, können aber nicht völlig ausgeschlossen werden. Nach dem Bohrwiderstand zu urteilen ist der Boden in der Regel mitteldicht gelagert.



Der Flußkies ist als gut tragfähiger Untergrund zu beurteilen, der nur geringe Setzungen zulassen wird. Diese werden sich relativ rasch einstellen. Der Kies wird als mäßig bis gut rammbar beurteilt. Hindernisse in Form von Steinen werden nur untergeordnet auftreten.

Beckenschluff und Geschiebemergel

Beckenschluff und Geschiebemergel können im Untersuchungsgebiet zusammengefaßt werden.

Die beigebraun, beige- und grau gefärbten Böden sind bautechnisch ein feinsandiger bis stark feinsandiger und schwach toniger bis toniger Schluff.

Die Unterscheidung Beckenschluff zu Geschiebemergel erfolgt nur durch den Grobkornanteil. Der Geschiebemergel besitzt eine kiesige bis stark kiesige Kornfraktion. Bereichsweise ist diese die Hauptbodenart. Steine, die typisch für den Geschiebemergel sind, sind bei der Kernansprache nur sehr untergeordnet beobachtet worden. Erfahrungsgemäß kann aber ein Steinanteil von > 30 Gew.-% nicht ausgeschlossen werden. Auch Findlinge können in die sehr inhomogenen Böden mit eingeschaltet sein. In den oberen Abschnitten ist der Beckenschluff und Geschiebemergel häufig aufgeweicht. Weiche und weiche bis steife Konsistenzen werden beobachtet. Zur Tiefe hin nimmt im allgemeinen die Konsistenz zu. Bei der manuellen Ansprache der Bodenproben ist eine steife und steife bis halbfeste Zustandsform ermittelt worden. Eine Feinschichtung des Beckenschluffs fehlt. Der Boden scheint, wahrscheinlich durch einen kurzen Gletschervorstoß bedingt, eine gewisse Konsolidierung erfahren zu haben.

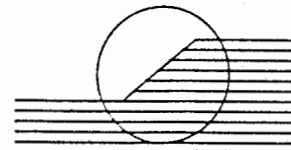
Beckenschluff und Geschiebemergel sind als mäßig bis gut tragfähige Böden mit einem mäßig bis geringen Setzungspotential zu beurteilen. Sie sind mittel bis stark frostempfindlich.

4. Bodenmechanische Untersuchungen

Aus den Bohrungen wurde Probenmaterial entnommen und in der Baustoff- und Bodenprüfstelle Friedrichshafen bodenmechanisch untersucht. An ausgewählten, annähernd ungestört entnommenen Proben wurden neben klassifizierenden Untersuchungen auch die Festigkeit im Kompressions- und im Scherversuch sowie die Wasserdurchlässigkeit ermittelt.

Die klassifizierenden Untersuchungen beinhalten folgende Parameterbestimmungen:

- natürlicher Wassergehalt durch Ofentrocknung nach DIN 18121,
- Korngrößenverteilung nach DIN 18123,
- Konsistenzgrenzen nach DIN 18122,
- Wichtebestimmung nach DIN 18125,
- Organischer Anteil durch Na₂O₂-Oxidation,
- Flügelscherfestigkeit in Anlehnung an DIN 4096.



Die Versuchsergebnisse sind in die Beurteilung der Bodenklassifizierung sowie in die Festlegung der Rechenwerte eingegangen.

In der folgenden Tabelle ist die Bodenklassifizierung der angetroffenen Böden zusammengefaßt.

Tabelle 1: Bodenklassifizierung

	Auffüllungen	Auelehm	Flußkies	Beckenschluff Geschiebemergel
Bodengruppe DIN 18196	(TL, TM, TA GT, OT, SU*, GU*, GU)	TL, TM, SU, SU*, SW OT, GU*	GW, GU, GU*	TL, TM, GU*
Bodenklasse DIN 18300	2¹⁾, 3, 4, 5	2¹⁾, 3, 4	3, 4, 5²⁾	2¹⁾, 4, 5-7²⁾
Bodenklasse DIN 18301	LB, LN, S1	LB, LN	LN, S1-4	LN, LB S1-4
Frostempfindlichkeit ZTVE	F1, F2, F3	F2, F3	F1, F2, F3	F2, F3

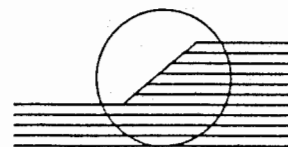
1) thixotrope Böden

2) Steine und Findlinge

Für die erdstatischen Berechnungen können folgende Bodenkennwerte angesetzt werden:

Tabelle 2: Bodenkennwerte (cal)

			Auffüllungen	Auelehm	Flußkies	Beckenschluff, Geschiebe mergel
Wichte (feucht)	γ	kN/m ³	19-20	18-20	20-22	21-22
Wichte (unter Auftrieb)	γ'	kN/m ³	9-10	8-10	10-12	11-12
Reibungswinkel (des dränierten Bodens)	ϕ'	°	22,5-27,5	20-27,5	32,5-35	22,5-27,5
Kohäsion (des dränierten Bodens)	c'	kN/m ²	0-5	0-5	0	0-10
Steifemodul	E_s	MN/m ²		2-7	50	10-15



5. Grundwasserverhältnisse

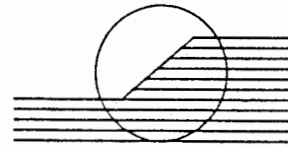
In der folgenden Tabelle sind die Wasserstandsbeobachtungen während der Bohrarbeiten zusammengefaßt:

Tabelle 3: Grundwasserbeobachtungen

Aufschluß	angebohrt		Bohrende		Stichtagsmessung 10.11.1999	
	m.u.Gel.	m NN	m.u.Gel.	m NN	m.u.Gel.	m NN
BK1/99	6,30	703,35	6,30	703,35	6,45	703,20
BK2/99	kein GW		kein GW		kein GW	
BK3/99	3,70	703,47	3,70	703,47	3,92	703,25
BK4/99	4,00	706,28	5,00	705,28	3,45	706,83
BK5/99	1,40	706,82	1,40	706,82	1,50	706,72
BK6/99	1,50	706,81	1,50	706,81	1,61	706,70
BK7/99	4,30	705,81	2,20	707,91	1,65	708,46
BK8/99	3,50	706,20	1,80	707,90	1,65	708,05
BK9/99	2,50	705,49	2,50	705,49	0,15	707,84
BK10/99	3,80	706,78	2,60	707,98	2,60	707,98
BK11/99	3,50	706,48	1,95	708,03	1,90	708,08
BK12/99	2,30	706,68	1,00	707,98	0,91	708,07
BK13/99	3,00	708,10	3,00	708,10	2,95	708,15
BK14/99	2,65	708,05	2,65	708,05	2,52	708,18
BK15/99	1,35	708,15	1,35	708,15	1,31	708,19
BK16/99	2,30	707,62	2,30	707,62	2,25	707,67
BK17/99	2,20	707,13	1,80	707,53	1,75	707,58
BK18/99	3,05	704,92	3,05	704,92	2,25	705,72
BK19/99	3,90	706,32	2,20	708,02	2,05	708,17
BK20/99	3,25	706,39	2,00	707,64	1,35	708,29
BK21/99	2,00	706,44	0,40	708,04	0,40	708,04
BK22/99	3,00	707,74	3,00	707,74	2,87	707,87
BK23/99	2,40	707,78	2,40	707,78	2,38	707,80
BK24/99	1,30	707,82	1,30	707,82	1,30	707,82

Wasserspiegel Wertach 10.11.1999

Fluß-km	linkes Ufer mNN	rechtes Ufer mNN	Graben Ost-Seite
83+200		708,18	706,26
83+400	708,10	708,17	706,67
83+600	708,13	708,11	
83+700		708,14	
83+800	708,18	708,16	



Im hydrogeologischen Ergänzungsgutachten AZ 971052/1 ist die hydrogeologische Situation der weiteren Umgebung des Untersuchungsgebietes ausführlich beschrieben. An dieser Stelle wird daher nur eine kurze Zusammenfassung gegeben.

Das heutige Entwässerungssystem entstand während des endgültigen Eistrückzuges. Dabei wurden die durch das Eis in den tertiären Untergrund ausgehobelten Täler und Rinnen durch die Ablagerungen der Schmelzwässer aufgefüllt und eingeebnet. In der Regel folgt die heutige Hauptentwässerung, sowohl der Oberflächen- wie auch der Grundwässer den ehemaligen Schmelzwasserabflüssen, wobei die Tertiär/Quartär-Grenze die Hauptgrundwassersohlschicht bildet.

Der Untergrund der Schotterflur, in der die Stauhaltung Altdorf-Ebenhofen angelegt ist, ist durch ein ausgeprägtes Relief gekennzeichnet. Nach den Auszügen des Gutachtens vom Büro Boden und Wasser befindet sich die Wasserkraftanlage im Bereich einer West-Süd-West Ost-Nord-Ost erstreckten „tiefen Rinne“. Die Rinnenachse quert den Stau senkrecht, etwa im Bereich zwischen Fluß-km 83+200 und 83+300. Hier erreichen die glazialen und holozänen, grundwasserführenden Ablagerungen Mächtigkeiten zwischen 15 m und 20 m. Nördlich und südlich der Rinne steigt die Molasseoberfläche bei gleichzeitiger Mächtigkeitsabnahme der Kiese relativ steil an.

Die Brunnen der Gemeinde Altdorf-Ebenhofen und der Firma Nestle östlich der Stauhaltung beziehen ihr Grundwasser aus dem Zentrum dieser Rinne. Die Zone II des Wasserschutzgebietes soll im Westen zwischen dem Kraftwerk und etwa Fluß-km 83+400 an die Stauhaltung angrenzen.

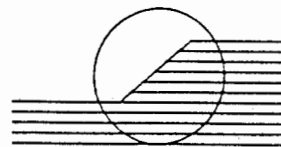
Der Rinnenrand ist im Bereich des Fluß-km 83+400 zu lokalisieren. Im nach Süden anschließenden Gelände bilden, wie die Bohrungen BK4-24 zeigen, der Bekenschluff und der Geschiebemergel die Grundwassersohlschicht.

Hauptgrundwasserleiter im Untersuchungsgebiet ist der Flußkies.

In der Regel ist der Flußkies von Aueablagerungen überdeckt. Diese können aber, wie die Bohrungen BK13-15 und BK21-24 (Profil Fluß-km 83+800) zeigen, auch stark ausdünnen oder fehlen. Die Lücken in der Überdeckung sind wahrscheinlich auf die ehemaligen Altwasserarme zurückzuführen.

Die Untergrundmorphologie mit der „tiefen Rinne“ im Norden und der nach Süden anschließenden Anhebung der Grundwassersohlschicht bei gleichzeitiger Mächtigkeitsabnahme des Grundwasserleiters Flußkies bestimmt generell das Grundwasserabflußgeschehen im untersuchten Raum.

Von Süden kommend, fällt die Grundwasseroberfläche zunächst bis zur 707 mNN Isolinie (etwa bei Fluß-km 83+400) nur mit leichtem Gefälle. Zwischen Fluß-km 83+400 und 83+300 fällt die Grundwasseroberfläche steil ab. Die Ursache hierfür ist die starke Querschnittsvergrößerung des Grundwasserleiters bedingt durch die „tiefe Rinne“. Weiter nach Norden ist dann, den Altunterlagen ausführlich zu entnehmen, ein zweites, tiefer gelegenes Grundwasserplateau entwickelt.



Die Grundwasserfließrichtung ist nach den Beobachtungen wie folgt zu beschreiben:

Im Süden des Untersuchungsgebietes ist ein der Wertach paralleler, in nördliche Richtung ablaufender Grundwasserbegleitstrom entwickelt. Mit Erreichen des Rands läuft das Grundwasser zur „tiefen Rinne“ hin ab.

Nach dem Gutachten vom Büro Boden und Wasser ändert sich hier die generelle Grundwasserströmung. Die Rinne hat die Funktion der Hauptgrundwasserentwässerung im Untersuchungsgebiet. Die Grundwasserfließrichtung ist hier – entsprechend der Ausrichtung der Rinnenachse – von West nach Ost gerichtet. Aufgrund der enormen Querschnittserweiterung wird die Rinne von großen Grundwassermengen durchströmt. Der Zufluß von Süden ist im Vergleich dazu als gering einzuschätzen.

Die oben beschriebene generelle Grundwassersituation mit Grundwasserbegleitstrom der Wertach im Süden, Überlauf am Rinnenrand (ca. Fluß-km 83+400) und Hauptentwässerung durch die „tiefe Rinne“ wirkt sich auch im Detail auf die Grundwasserverhältnisse im Bereich des Staus aus.

Von der Stauwurzel bis etwa Fluß-km 83+400 korrespondiert der Grundwasserbegleitstrom mit der Wertach. Wie die geotechnischen Profile zeigen, durchschneidet die Wertach die Auelehmschichten und steht in Kontakt mit dem unterlagernden Flußkies.

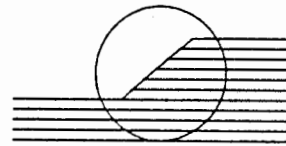
Bei Fluß-km 83+800 ist der Grundwasserspiegel bei fehlender bzw. stark ausgedünnter Auelehmdecke frei ausgebildet. Nach den Ergebnissen der Stichtagsmessung bildet die Wertach hier an der rechten Flußseite für das Grundwasser die Vorflut. Das Grundwassergefälle in den Bohrungen BK13-15 ist zur Wertach hin gerichtet. Auf der linken Wertachseite dagegen infiltriert die Wertach in den Flußkies. Verantwortlich hierfür ist aller Wahrscheinlichkeit nach der noch im Gelände erkennbare Altwasserarm.

Nach den Grundwasserbeobachtungen in den Profilen Fluß-km 83+700 und 83+600 ist der Grundwasserspiegel in diesem Bereich unter der Auelehmdecke eingespannt. Die Wertach steht auch hier im Kontakt mit dem Flußkies und bildet aufgrund der Infiltration einen Grundwasserberg.

Im Profil Fluß-km 83+400 macht sich der Überlauf zur „tiefen Rinne“ hin bemerkbar. Das Grundwasser ist nicht mehr unter dem Auelehm eingespannt. Die Wasserstände im Auelehm auf der linken Seite sind hier als Sickerlinie zu interpretieren. Der Grundwasserspiegel wird zur Rinne nach Norden hin abgebaut.

Die Grundwasserverhältnisse im Bereich des Profils Fluß-km 83+200 werden durch die „tiefe Rinne“ bestimmt. Die Wertach schwebt, trotz Anbindung des Stauwasserkörpers an den Flußkies etwa 2 m über dem Grundwasserspiegel.

Insgesamt betrachtet stellen sich die Grundwasserverhältnisse im Bereich der Stauhaltung wie bereits im hydrogeologischen Ergänzungsgutachten, AZ



971052/1, prinzipiell beschrieben dar. Im Süden korrespondiert die Wertach mit dem Grundwasserbegleitstrom. Nach Norden im Bereich der „tiefen Rinne“ trennen sich Grundwasser und Wertachwasser. Die Kolmation der Stausohle in diesem Bereich kann durch die neuen Grundwasserbeobachtungen belegt werden. Diese stellt sich, wie das Pflingsthochwasser zeigt, auch nach der abflußbedingten Profilräumung rasch wieder ein. Trotz der Zerstörung der Oberflächenschicht, nach den Unterlagen des Ingenieurbüros Dr. Koch kam es zu einer Ausräumung von Material bis zu über einem Meter, stellten sich die zuvor beobachteten Grundwasserverhältnisse wieder ein. Während des Hochwassers kann es allerdings, wie schon zuvor geäußert, zu einem verstärkten Sickerwassereintrag in das Grundwasser gekommen sein.

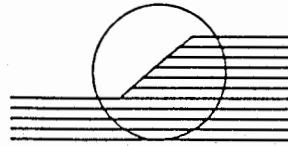
Wie die Untersuchungen zeigen, trägt die Wertach zur Grundwasserneubildung im Bereich des Einzugsgebietes der Brunnen bei. Der Einfluß wird allerdings zu Zeiten „normalen“ Abflusses als gering eingeschätzt. Exakte Daten über die Zugsickerung von Wertachwasser in das Grundwasser kann aber diese Untersuchung zur Erarbeitung eines Sanierungsvorschlages der Dämme nicht geben. An dieser Stelle wird nochmals auf das hydrologische Ergänzungsgutachten, AZ 971052/1 verwiesen, in dem über theoretische Überlegungen der Einfluß abgeschätzt worden ist.

Die durch Eingießversuche, Durchlässigkeitsversuche sowie der Bestimmung aus der Korngrößenanalyse (nach BEYER) ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte k_f für die einzelnen Schichten sind in der folgenden Tabelle angegeben. Mit in die Angaben eingearbeitet sind die Voruntersuchungen.

Tabelle 4: Durchlässigkeitsbeiwerte k_f :

Auffüllungen	5×10^{-10} m/s	bis	1×10^{-7} m/s
Auelehm	5×10^{-7} m/s	bis	5×10^{-8} m/s
Flußkies	5×10^{-5} m/s	bis	6×10^{-3} m/s
Beckenschluff			
Geschiebemergel	1×10^{-6} m/s	bis	1×10^{-9} m/s

Eine Abdichtung der Dämme bis in den Grundwasserstauer ist nach Ansicht des Unterzeichneten in Hinblick des Grundwasserschutzes nicht zu empfehlen. Im Norden, im Bereich der „tiefen Rinne“ ist dies nicht zu verwirklichen. Zum einen entstehen durch die großen zu erwartenden Einbindetiefen hohe Kosten, zum anderen wird dadurch der Grundwasserstrom im Anstrom der Brunnen durchtrennt und die Wasserversorgung gefährdet. Im südlichen Abschnitt könnte die technische Durchführung eher realisiert werden. Hier ist allerdings bei einer Durchtrennung des Grundwasserleiters mit der Ausbildung neuer Grundwasserabflußverhältnisse zu rechnen. Der Grundwasserbegleitstrom wird zweigeteilt werden. Der Grundwasserfluß von Süden wird sich entlang der Dichtung einstauen und nach Nordosten in Richtung der Brunnen und des dazugehörigen Schutzgebietes abgelenkt werden.



6. Geotechnisches Sanierungskonzept

Die Deichquerschnitte stromaufwärts der Wasserkraftanlage Ebenhofen sollen saniert und gleichzeitig für ein 100jähriges Hochwasserereignis (HQ100) ausgebaut werden.

Der Aufbau der Deiche sowie die Oberflächengestaltung ist uneinheitlich, s. Anlage 2.1-5. Großenteils wurden die Deiche aus Auelehm oder vergleichbarem Material errichtet. Teilweise sind im Deichkörper Lagen aus Flußkies vorhanden. Die derzeitige Höhenlage der Deichkrone über dem binnenseitigen Gelände ist bei Fluß-km 83+200 deutlich höher als bei den weiter flußaufwärts gelegenen Querschnitten. Ungefähr ab Fluß-km 83+600 bis zur Wasserkraftanlage verläuft parallel zum in Fließrichtung rechten Deichfuß ein Entwässerungsgraben, s. Anlage 1.2. Der Entwässerungsgraben schneidet in die binnenseitig vorhandene Auelehmdecke ein. Bereichsweise liegt die Bachsohle in den unter dem Auelehm lagernden Flußkies.

Für die Sanierung empfiehlt es sich, möglichst Regelquerschnitte für die Wasser- und die Binnenseite zu entwerfen. Das für den Ausbau der Deiche vorgesehene Baumaterial steht noch nicht fest. Im folgenden wird zunächst davon ausgegangen, daß hauptsächlich Auelehm und sandiger Kies für den Deichkörper, sandige Kiese für Dränagen und Wasserbausteine für Deckwerke verarbeitet werden.

6.1 Grundsätzliches zur Planung

Die Abmessungen der Querschnitte müssen so ausgelegt sein, daß die Standsicherheit sowohl aus geotechnischer wie auch hydraulischer Sicht erfüllt wird. Zunächst sind einige grundsätzlich erforderliche Konstruktionselemente in Zusammenhang mit den Berechnungen zu berücksichtigen.

Wasserstände im Gewässerbett

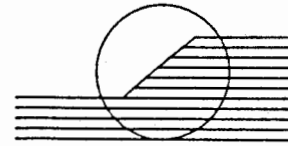
Der Wasserstand bei Hochwasser am Deichfuß wird vereinfachend einheitlich zu 4 m angesetzt. In Zusammenhang mit Hochwasserereignissen wird eine Änderung des Wasserstands in der Wertach von ca. 2,0 m angenommen. Bei den Berechnungen wird zwischen einem allmählichen und einem rasch verlaufenden Wasserspiegelabsink unterschieden.

Freibord

Das Freibord wird zu 1,0 m angesetzt.

Kronenbreite und Verkehrslast

Die Deichkrone sollte in Zusammenhang mit Pflegemaßnahmen befahrbar ausgeführt werden. Es wird eine Kronenbreite von mindestens 3,0 m angesetzt. Zusätzlich wird eine Verkehrslast von 5 bzw. 10 kN/m² berücksichtigt.



Fußdränage

Um zu verhindern, daß die sich ausbildende Sickerlinie im Deichquerschnitt bei lang anhaltendem Hochwasser an der Deichaußenseite austritt, ist eine Fußdränage aus gut durchlässigem Material, beispielsweise ein sandiger Kies, einzubauen. Um einen filterstabilen Aufbau zu gewährleisten, ist zwischen dem anstehenden Boden und der Dränage ein Vlies zu verlegen.

Luftseitige Vorschüttung

Der bestehende Deich ist im wesentlichen auf dem Auelehm abgesetzt. An der Binnenseite ist diese Auelehmschicht bereichsweise nur sehr dünn ausgebildet und/oder durch die Anordnung von Längsgräben deren Mächtigkeit deutlich reduziert. In Zusammenhang mit Hochwasser ist in diesen Bereichen mit einer unzureichenden Auftriebssicherheit zu rechnen. Durch die Anordnung von Sickerpackungen kann die Auftriebssicherheit gewährleistet werden. Die Fußvorlage wirkt sich bezüglich der auftretenden Spreizspannungen sowie hinsichtlich der Grundbruchsicherheit (Geländebruchsicherheit) insgesamt positiv auf die Böschungsstandsicherheit aus.

Eine Verbreiterung des Deichs in Richtung Binnenland kann beispielsweise auch mit Flußkies vorgenommen werden. Das Material muß in diesem Falle, um eine ausreichende Dränwirkung zu gewährleisten, gut wasserdurchlässig sein.

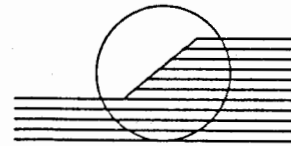
Wasserseitige Sicherungsmaßnahmen

Sollen die bereichsweise steil ausgebildeten Böschungabschnitte den Erfordernissen an die Standsicherheit angepaßt werden, sind Sicherungsmaßnahmen durch ein offenes Deckwerk erforderlich. Wird auf wasserseitige Sicherungsmaßnahmen verzichtet, ist die Kronenbreite des Deichs um das Maß zu verbreitern, das für eine standsichere Böschungsausbildung erforderlich ist. Wasserseitig werden dabei keine Profilveränderungen vorgenommen.

6.2 Standsicherheitsuntersuchungen

Für die Berechnungen wurde die Form des Deichkörpers idealisiert. Es wurde angenommen, daß der Deich annähernd homogen aufgebaut ist. Den Baugrunduntersuchungen zufolge sind die bestehenden Deiche hauptsächlich aus Auelehm bzw. von den Materialkennwerten vergleichbarem Material aufgebaut. Hinsichtlich der Durchsickerung werden auch solche Querschnitte betrachtet, in denen durchlässige Zwischenlagen aus Flußkies vorhanden sind.

Wie bereits im Abschnitt 4 erläutert, ist eine Abdichtung zur Tiefe hin unterhalb der jetzigen Aufstandsfläche aus geohydraulischer Sicht nicht zu befürworten.



Im folgenden werden Berechnungen

- zur Lage der Sickerlinie im Deich abhängig von unterschiedlichen hydraulischen Randbedingungen und zu den durchsickernden Wassermengen,
- zur Festlegung der Abmessungen von Regelquerschnitten unter Berücksichtigung der hydraulischen und geotechnischen Randbedingungen,
- zum Nachweis der Standsicherheit der Deichböschungen und des vorlagernen Geländes in Zusammenhang mit einem Hochwasserereignis,
- zur Gleitsicherheit des Deiches,
- zur inneren Erosions- und der Suffosionssicherheit,
- zur Auftriebssicherheit im Bereich des Deichfußes und
- zur Setzung

vorgenommen.

Bei den Standsicherheitsberechnungen wird zwischen den Lastfällen A und B unterschieden.

Lastfall A

Das Hochwasser dauert über einen solchen Zeitraum an, daß sich eine Sickerlinie im stationären Zustand ausbilden kann. Der Absink des Wasserspiegels findet nur sehr allmählich über einen Zeitraum von mehreren Tagen statt. Es wird damit vorausgesetzt, daß sich aus dem Deich heraus in Richtung Wertach keine relevante Sickerströmung einstellt.

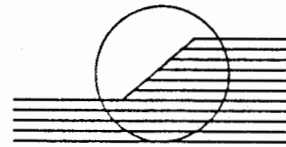
Lastfall B

Mit ablaufendem Hochwasser findet ein rascher Absink des Wasserstands in der Wertach statt. Aus dem Deich bildet sich in Richtung Wertach eine Sickerlinie aus, die zu einer deutlichen Reduzierung der Standsicherheit auf der Wasserseite führt. In Zusammenhang mit dem raschen Absink kann davon ausgegangen werden, daß der Wasserstand im Deich gegenüber dem Hochwasserstand um ca. 0,5 m abgefallen ist.

6.2.1 Sickerlinien und Wassermengen im Deichquerschnitt

Insbesondere in Zusammenhang mit der Hochwasserführung bildet sich eine Sickerlinie im Deichquerschnitt aus. Die Lage der Sickerlinie hängt im wesentlichen ab von

- der Querschnittsausbildung des Deiches,
- den Wasserdurchlässigkeitsunterschieden zwischen Deichuntergrund und Deichkörper,
- einer vorhandenen Außen- und/oder Innendichtung,
- anstehenden, oberflächennahen, wenig wasserdurchlässigen Schichten geringer Mächtigkeit sowie
- im Deichquerschnitt vorhandenen wasserdurchlässigen Schichten.



Im folgenden werden für unterschiedliche Varianten die Ausbildung der Sickerlinie im stationären Zustand mit einem Finite-Elemente-Programm untersucht. Die Böschungsneigungen wurden aus zuvor vorgenommenen Überschlagsrechnungen zur geotechnischen und hydraulischen Standsicherheit übernommen.

Der unter dem Deich lagernde Flußkies wird als wassergesättigt angenommen. Aus Sicht der Standsicherheit liegt somit ein ungünstiger Fall vor, da sich im Deichkörper eine "höherliegende" Sickerlinie einstellen wird, als wenn eine Versickerung aus dem Deichkörper heraus in den ungesättigten Untergrund stattfindet.

Zunächst wird ein homogen aufgebauter Deich aus Auelehm bzw. ähnlichem Material auf durchlässigem Untergrund betrachtet. Dieser Aufbau liegt bei den meisten der untersuchten Deichquerschnitte vor, s. Anlagen 2.1-5.

Für einen ausgebauten Deichquerschnitt mit einer binnenseitigen Fußdränage werden die Fälle:

1. ohne zusätzliche Dichtungsmaßnahmen,
2. mit ca. 0,5 m dicker Außendichtung,
3. mit ca. 1,0 m dicker Innendichtung und
4. mit unter dem Deich und binnenseitig vorhandenen wasserundurchlässigeren Schichten aus Auelehm

betrachtet. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in den Anlagen 6.1 bis 6.4 zusammengestellt.

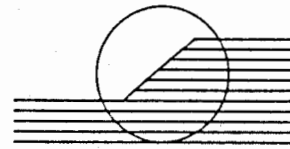
Weiterhin werden auch Fälle untersucht, wo eine wasserdurchlässige Schicht im Deichquerschnitt durchgängig von der Wasser- zur Binnenseite vorhanden ist. Diese Variante ist ebenfalls bei den Baugrunduntersuchungen der Deichquerschnitte vereinzelt angetroffen worden, s. insbesondere Anlage 2.2 und 2.5. In diesem Zusammenhang werden unterschiedliche Sanierungsmaßnahmen zur Reduzierung der Sickerraten betrachtet und zwar:

5. durchlässige Schicht auf gering durchlässigem Untergrund,
6. Überdeckung der durchlässigen Schicht auf der Binnenseite mit gering durchlässigem Material,
7. Einbau einer Kerndichtung zusätzlich zu Fall 6,
8. Einbau einer Fußdränage im Bereich der Überdeckung zusätzlich zu Fall 7.

Die Ergebnisse sind in den Anlagen 6.5 bis 6.8 dargestellt.

Schließlich wird der Fall betrachtet, wo auf der Binnenseite eine Deichverbreiterung durch eine Vorschüttung aus Flußkies vorgenommen wird:

9. homogener Deich mit binnenseitig angeordnetem Stützkörper aus Flußkies,
10. wie Fall 9 nur mit einheitlicher Böschungsneigung von 1:2 auf der Wasser- und der Binnenseite,
11. wie Fall 10 mit unterlagernder geringer wasserdurchlässiger Auelehmschicht.



Die Berechnungsergebnisse sind in den Anlagen 6.9 bis 6.11 dargestellt.

Zum Vergleich sind die auf der Wasserseite in den Deichkörper einströmenden Wassermengen je Längensmeter Deichlinie angegeben.

Homogener Deich, Fälle 1 bis 4 und 9 bis 11

Im Vergleich mit einem nicht zusätzlich gedichteten Deich ist bei den vorliegenden Randbedingungen festzustellen, daß die Außen- und die Innendichtung auf die Lage der Sickerlinie zwar einen deutlichen Einfluß hat, nicht aber auf die durchsickernden Wassermengen. Diese sind bei den betrachteten Fällen 1 bis 3 in etwa gleich groß. Lediglich die dichtere Auelehmdecke führt zu einer Reduzierung der durchsickernden Wassermengen.

Die Anordnung eines binnenseitigen Stützkörpers (Fall 9), der im Fußbereich gleichzeitig die Entwässerung übernimmt, hat auf die Lage der Sickerlinie bzw. die durchströmenden Wassermengen keinen nennenswerten Einfluß im Vergleich zu Fall 1.

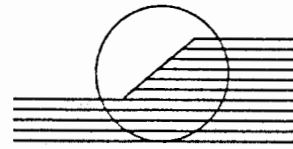
Die insgesamt relativ geringen Sickerraten sind insbesondere auf den bereits als gering wasserdurchlässig angenommenen Deichquerschnitt zurückzuführen.

Inhomogener Deich, Fälle 5 bis 8

Die Sickerrate bei den in Anlage 6.5 dargestellten Verhältnissen, wo eine wasserdurchlässige Schicht von der Wasserseite bis zur Binnenseite reicht, ist wesentlich höher als bei den oben genannten Fällen. Eine Reduzierung der durchströmenden Wassermenge könnte beispielsweise durch eine Vorschüttung auf der Binnenseite mit Auelehm vorgenommen werden, s. Anlage 6.6. Es ist aber deutlich zu erkennen, daß dabei die Sickerlinie sehr hoch auf der Binnenseite des Deichs austritt. Diese Variante gefährdet die Standsicherheit des Bauwerks und ist bei den Sanierungsmaßnahmen unbedingt zu vermeiden.

Wenn binnenseitig eine Auelehmdecke aufgebracht wird, ist zu empfehlen, daß diese, wie in Anlage 6.8 dargestellt, eine durchgehende Fußdränage erhält. Somit wird ein Wasseraufstau im Deich unterbunden. Hingegen führt eine eingebaute Kerndichtung zu einer Verringerung der durchsickernden Wassermengen und zusätzlich zu einer tief liegenden Sickerlinie, s. Anlage 6.7.

Für die folgenden Standsicherheitsberechnungen wird die ungünstigere der in Zusammenhang mit der Sanierung zu erwartenden Lage der Sickerlinie, hier Fall 4, berücksichtigt.



6.2.2 Böschungs- und Geländebruchsicherheit

Die Berechnungen wurden nach DIN 4084 vorgenommen. Die sich im Deichquerschnitt ausbildende Sickerlinie wurde idealisiert. Die Lage der Sickerlinie wurde unter Berücksichtigung der teilweise wechselnden Randbedingungen (Baugrund- und Deichquerschnittsaufbau) ungünstig wirkend angenommen.

Zwischen der Festigkeit des vorhandenen Deichmaterials und der des für die Erhöhung bzw. Nachprofilierung erforderlichen Materials wird nicht unterschieden. Das Stützkörpermaterial auf der Binnenseite wird von der Scherfestigkeit dem Flußkies zugeordnet.

Es wird der Lastfall für ein 100jähriges Hochwasser betrachtet. Bezüglich der Standsicherheitsanforderungen wird nach DIN 1054 für den Lastfall 2 (ständige Lasten und regelmäßig auftretende Verkehrslasten sowie nicht regelmäßig auftretende große Lasten) mindestens eine Sicherheit von 1,3 verlangt. Für den außergewöhnlichen Zustand einer raschen Wasserspiegelabsenkung ist in Anlehnung an BAW (1998) eine mindestens erforderliche Standsicherheit von 1,2 einzuhalten.

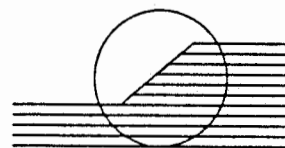
In Anlage 6.12 ist ein aus Vorstudien zur Standsicherheit entwickelter Deichquerschnitt, im folgenden als Modell 1 bezeichnet, dargestellt. Für den ungünstigen Fall mit Hochwasserstand im Gewässer und Wasserstand im binnenseitigen Gelände sind die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen in Anlage 6.13 angegeben. Die kleinste Sicherheit ergibt sich zu 1,41.

Auf der Wertachseite ergibt sich unter gleichen Randbedingungen eine Standsicherheit von 1,38, s. Anlage 6.14. Nach Ablauf der Hochwasserwelle und einer sehr allmählich stattfindenden Wasserspiegelabsenkung im Gewässer um ca. 2,0 m ergibt sich die geringste Standsicherheit auf der Wertachseite zu 1,25, s. Anlage 6.15.

Hingegen führt eine sehr rasche Absenkung des Wasserspiegels (Lastfall B) rechnerisch nahe an den Versagenszustand der Böschung. Die Standsicherheit liegt mit 1,05 gerade über dem Grenzwert 1,0, bei dem die treibenden und die haltenden Kräfte im Gleichgewicht stehen, s. Anlage 6.16.

Für den Lastfall B wurde Rechenmodell 1 auf der zur Wertach gelegenen Seite optimiert und daraus das Rechenmodell 2 entwickelt. Dieses modifizierte Modell ist in Anlage 6.17 dargestellt. Für den Lastfall B ergibt sich dann eine Standsicherheit von 1,33, s. Anlage 6.18.

Soll auf der Wasserseite auf eine Neugestaltung der Böschungsbereiche verzichtet werden, muß die Kronenbreite zur Binnenseite hin verbreitert werden. Im Katastrophenfall kann sich somit wasserseitig eine flachere, standsichere Böschung einstellen, ohne daß eine Verringerung der Deichhöhe eintritt. Hierzu wurde das in Anlage 6.19 dargestellte Rechenmodell 3 entwickelt. Die Verkehrslast auf dem Deichkörper wurde in diesem Zusammenhang auf 5 kN/m^2 reduziert. Es wurden wiederum die Lastfälle A und B betrachtet.



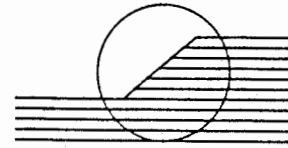
Auf der Binnenseite ergibt sich bei Hochwasserstand mindestens eine Sicherheit von 1,33, s. Anlage 6.20. Auf der Wasserseite ergibt sich im Hochwasserfall eine Standsicherheit von mindestens 1,74, s. Anlage 6.21. Für den Fall einer raschen Wasserspiegelabsenkung beträgt, ohne die Berücksichtigung eines sichernden Deckwerks, die errechnete Standsicherheit 1,21, s. Anlage 6.22.

Als weitere Variante zur Ertüchtigung der bestehenden Deiche bietet sich an, auf der Wasserseite das vorhandene Deckwerk zu verbessern und auf der Binnenseite einen Stützkörper vorzusehen. Hierzu wurde das Rechenmodell 4 aufgestellt, s. Anlage 6.23. Gegenüber Rechenmodell 3 wurde die binnenseitige Neigung des Deichquerschnitts auf 1:2 reduziert, um aus hydraulischen Gründen eine längere Fließstrecke unter und im Deichkörper zu erhalten.

Im Hochwasserfall beträgt die Standsicherheit auf der Binnenseite mindestens 1,37, s. Anlage 6.24. Auf der Wasserseite beträgt die geringste Böschungsstandsicherheit in diesem Fall 1,53, s. Anlage 6.25. Infolge eines raschen Wasserspiegelabsinks errechnet sich für die in Anlage 6.26 angegebenen Verhältnisse eine Sicherheit von 1,23 und größer. Bei allmählichem Wasserspiegelabsenkung beträgt die geringste Böschungsstandsicherheit 1,39, s. Anlage 6.27.

Eine Kombination aus Modell 3 und 4 ist in Anlage 6.28, dort als Rechenmodell 5 bezeichnet, dargestellt. Im Bereich zwischen wasserseitigem Deichfuß und bezogen auf eine Höhe von 2,0 m darüber wurde eine Böschungsneigung von 1:2 und eine Verstärkung des vorhandenen Deckwerks angesetzt. Darüber bis zur Deichkronen wird eine Abflachung der Böschung auf 1:3 vorgenommen. Bis zur Hochwassermarken wurde eine leichte Ufersicherung mit einem offenen Deckwerk für die Berechnungen eingeplant. In den Anlagen 6.28-29 ist das Rechenmodell 5 mit den Varianten A und B dargestellt. Bei Variante B wird ein Versatz im Deckwerk um 0,5 m bei 2,0 m oberhalb des Deichfußes berücksichtigt. Auf der Binnenseite werden keine Modifikationen vorgenommen. Hier gelten prinzipiell die Berechnungsergebnisse, die mit dem Rechenmodell 4 ermittelt wurden.

Die Berechnungen wurden für beide Varianten für den Lastfall B (rascher Wasserspiegelabsenkung nach Hochwasserereignis) sowie für Variante B für den Normalwasserstand vorgenommen. Für Variante A ergibt sich bei raschem Wasserspiegelabsenkung eine Standsicherheit von mindestens 1,28 und bei Variante B von 1,26, s. Anlagen 6.30-31. Variante B ergibt bei allmählichem Wasserspiegelabsenkung eine Standsicherheit von mindestens 1,49.



6.2.3 Auftriebssicherheit am binnenseitigen Deichfuß

Bei den Untersuchungen zur Sickerlinienberechnung wurde auch der Fall betrachtet, daß binnenseitig eine gering wasserdurchlässige Auelehmedecke auf dem stark wasserdurchlässigen Flußkies auflagert (Fall 4). Im Bereich des Deichfusses treten bei der Auswertung des Strömungsnetzes Sohlwasserüberdrücke in einer Größenordnung von bis ca. 10 kN/m² auf, s. Anlage 6.4.

Die Auftriebssicherheit der gering wasserdurchlässigen Deckschicht mit der Dicke d_1 , die von einer Schicht mit der Dicke d_2 überlagert wird, beträgt:

$$\eta_a = \frac{\gamma_1 \cdot d_1 + \gamma_2 \cdot d_2}{h_w \cdot \gamma_w}$$

mit: γ_i : Bodenwichte in kN/m³
 γ_w : Wichte von Wasser (≈ 10 kN/m³)
 h_w : Standrohrspiegelhöhedifferenz zwischen Ober- und Unterseite der geringdurchlässigen Deckschicht in m
 d_i : Schichtdicken

Die mindestens erforderliche Auftriebssicherheit beträgt $\eta_a = 1,5$.

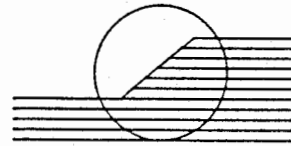
Damit eine ausreichende Auftriebssicherheit vorhanden ist, muß die unter Auftrieb stehende Auelehmedecke mindestens eine Dicke von $d_1 \approx 1,7$ m haben, wenn keine weitere überlagernde Schicht vorhanden ist. Diese Schichtdicke ist nicht überall gegeben.

Um eine ausreichende Auftriebssicherheit zu erhalten, ist eine Auflast in Form einer wasserdurchlässigen Schüttung vorzusehen. Die Dicke d_2 der Schüttung sollte vorsorglich nicht unter 1,0 m angenommen werden.

Die Schüttkörperlänge zwischen Deichfuß in Richtung Binnenseite sollte gemäß den Ergebnissen in Anlage 6.4 vorsorglich mindestens 4,0 m betragen.

Auflastschüttung und Fußdränage sind aus demselben Material herzustellen. Wird unterschiedliches Material verwendet ist darauf zu achten, daß das durchlässigere Material im Bereich der Auflastschüttung verbaut wird. Es eignet sich sowohl Flußkies ohne feinkörnige Bestandteile als auch Material der Körnung 0/56 mm.

Von der Herstellung von Sickerschlitzen zur Entspannung des Sohlwasserdrucks wird abgeraten, da sich hierbei ein erhöhter binnenseitiger Wasserandrang einstellen würde.



6.2.4 Innere Erosions- und Suffosionssicherheit

Unter der inneren Erosion versteht man die Umlagerung und den Transport fast aller Erdstoffteilchen infolge Sickerwasserströmung. Bei der inneren Suffosion wird nur das Feinkorn im Porenraum umgelagert und transportiert, ohne daß die Bodenstruktur zunächst zerstört wird. Erosion und Suffosion können bei Durch- und/oder Unterströmung von Deichen zum Versagen des Bauwerks führen.

Der Deichquerschnitt ist im wesentlichen aus bindigen Auesedimenten aufgebaut. Eine Suffosionsgefahr dieses Bodenmaterials ist gegenüber dem unterlagernden Flußkies deutlich geringer.

Die Untersuchungen konzentrieren sich deshalb auf den Bereich des Flußkieses.

Innere Erosion

Als maßgebendes Beurteilungskriterium für innere Erosion wird u.a. das hydraulische Gefälle herangezogen:

$$i = dh/l$$

mit: dh: Wasserspiegeldifferenz in m
l: kürzester Sickerweg in m

Nach DIN 19700 soll das hydraulische Gefälle im Untergrund den folgenden Grenzwert nicht überschreiten:

$i \leq 0,3$ in Böden mit $U \leq 10$

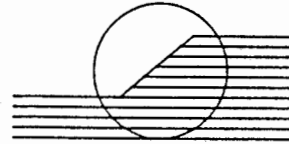
$i \leq 0,1$ in Böden mit $U > 20$

Im vorliegenden Fall errechnet sich der hydraulische Gradient im Hochwasserfall zu:

$$i \approx 4,0 \text{ m} / 25 \text{ m} = 0,16.$$

Bei bereichsweise fehlender Auelehmedecke können deutlich kürzere Sickerwege und somit ein größeres hydraulisches Gefälle auftreten. Die Ungleichförmigkeit des Flußkieses liegt über $U = 20$, s. Anl. 3.3 und 3.14. Somit wird der oben genannte zulässige hydraulische Gradient bei den vorliegenden Verhältnissen zumindest teilweise deutlich überschritten.

Durch den Einbau von geotextilen Filtern unter der Vorschüttung zur Auftriebsicherung wird ein filterstabiler Aufbau insbesondere in den Böschungsfußbereichen erreicht und der Beginn einer inneren Erosion von der Binnenseite des Deichs zur Wasserseite hin unterbunden.



Suffosion

Die Sicherheit gegen Suffosion kann auf der Basis von geometrischen und hydraulischen Beziehungen nachgewiesen werden. Nach BUSCH et al. (1993) sind nichtbindige Erdstoffe, deren Korngrößenverteilung im halblogarithmischen Maßstab annähernd stetig nach dem Funktionstyp $(d/d_{\max})^q$ mit $0,4 \leq q \leq 0,5$ aufgebaut sind, aus geometrischer Sicht suffosionssicher.

In Anlage 6.33 sind für das angegebene geometrische Suffosionskriterium die in Anlage 3.3 und 3.14 dargestellten Korngrößenverteilungen des Flußkieses umgerechnet und mit den stetigen Verteilungen gemäß o.a. Formel verglichen worden.

Deutlich zu erkennen ist, daß das geometrische Suffosionskriterium im wesentlichen eingehalten wird. Das Material ist somit als nicht suffosionsgefährdet einzuschätzen.

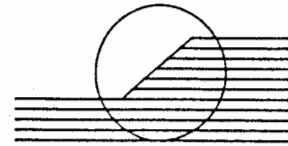
6.2.5 Gleitsicherheit und Spreizwirkung am Deichfuß

Die Gleitsicherheit des Deichs wird für den Hochwasserfall berechnet. Die Deichsohle wird vereinfachend horizontal eben angenommen. Für die Berechnung des Eigengewichtes des Deichs wurde das Potential- und Stromliniennetz mit der ungünstigeren Sickerlinie herangezogen. Die Dammaufstandsfläche wird in den Auelehmschichten angenommen. In Anlage 6.34 sind die Berechnungsergebnisse für die Gleitsicherheit angegeben. Im Hochwasserfall ergibt sich eine Gleitsicherheit von mindestens 4,3.

Eine Spreizwirkung im Bereich der Dränageschicht tritt nicht auf, da der Auflastfilter binnenseitig direkt davor angeordnet ist. Die Spreizsicherheit im Deichquerschnitt aus Auelehm direkt oberhalb der Fußdränage beträgt 1,7, s. Anlage 6.35. Für einen Stützkörper aus Flußkies liegt die Spreizsicherheit deutlich über dem zuvor angegebenen Wert.

6.2.6 Setzungen infolge Deicherhöhung

Die Deichhöhen sind in Zusammenhang mit den Sanierungsmaßnahmen durchschnittlich um 1,0 bis 1,5 m zu vergrößern. Als zusätzliche Auflast wirken somit Druckspannungen in der Größenordnung von 30 kN/m^2 auf den bestehenden Deichkörper. In Anlage 6.36 sind überschlägig für einen Deichquerschnitt, der hauptsächlich aus Aueablagerungen aufgebaut wurde, die zu erwartenden Setzungen berechnet worden. Die über einen langen Zeitraum verlaufenden Setzungen liegen in der Größenordnung von ca. 5 cm. Lokal auftretende deutliche Setzungsunterschiede sind in Deichlängsrichtung nicht zu erwarten.



6.3 Empfehlungen für die Ausbildung der Deiche

Auf der Grundlage der zuvor durchgeführten Berechnungen werden folgende ergänzende Empfehlungen zur Ausbildung der Profilquerschnitte gegeben. In den Anlagen 6.37 bis 6.40 sind vier Varianten zur Ausbildung von Regelquerschnitten zusammengestellt.

Wasserseite

Eine erste Variante besteht darin, die vorhandene Böschung auf eine Neigung von 1:2,5 abzuflachen. Am Böschungsfuß ist eine Schüttvorlage zu belassen. Die Böschung ist mit Wasserbausteinen zu sichern. Zwischen dem anstehenden Bodenmaterial und der Schüttung ist ein Filtervlies mit einer Krallschicht einzubauen. Die Steinschüttung ist bis in Höhe des zu erwartenden Hochwasserstands zu führen. Darüber ist eine dichte Grasnarbe zu entwickeln.

Bei der zweiten Variante kann auf eine zusätzliche wasserseitige Sicherung verzichtet werden. Die Kronenbreite ist dann in Richtung Binnenland zu verbreitern und zwar um ein solches Maß, daß sich wasserseitig im Katastrophenfall eine Böschungsneigung von 1:3 einstellen kann, ohne daß die mindestens erforderliche Kronenbreite unterschritten wird. Der Vorteil dieser Variante ist insbesondere darin zu sehen, daß die Wasserseite keine neuen Bauzustände (z.B. ohne Bewuchs) durchläuft.

Als dritte Variante bietet sich eine Ertüchtigung des vorhandenen Deckwerks durch Überbauung mit einem neuen Deckwerk an. Sicherungsmaßnahmen sind insbesondere im Fußbereich bis etwa in halbe Böschungshöhe vorzunehmen.

Eine abschließend untersuchte vierte Variante sieht eine gebrochene Böschung vor. Im unteren Böschungsabschnitt beträgt die Neigung 1:2 und darüber 1:3. Im unteren Teil der Böschung wird das Deckwerk unter Zuhilfenahme der im oberen Teil der Böschung ausgebauten Deckwerkskomponenten verstärkt. Im Bereich der abgeflachten Böschung wird ein neues Deckwerk aufgebaut.

Deicherhöhung und Kronenbreite

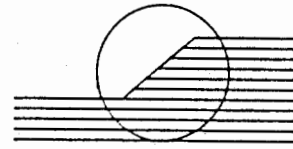
Die Deicherhöhung ist mit gering wasserdurchlässigem Material vorzunehmen. Es bietet sich die Verwendung von Auelehm an. Die Kronenbreite sollte mindestens 3 m betragen. Größere Kronenbreiten werden erforderlich, wenn wasserseitig keine zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen vorgenommen werden.

Binnenseite

Die binnenseitige Böschung aus Auelehm sollte nicht steiler als 1:2,3 ausgebildet werden. Im Bereich des Böschungsfußes ist eine Dränschicht in Kombination mit einer vorgelagerten Sickerpackung anzuordnen. Die Breite der Sickerpackung sollte vorsorglich mit ca. 5 m ausgeführt werden.

Bei einer Verbreiterung des Deichs zur Binnenseite mit kiesigem Material kann die Böschungsneigung bis auf 1:1,8 erhöht werden.

Bei Ausführung der Variante 3 sollte die binnenseitige Böschung mit 1:2 etwas flacher ausgeführt werden, um aus hydraulischer Sicht günstigere Verhältnisse zu erreichen.



Es ist zu prüfen, ob die Sickerpackung, welche gleichzeitig als Auftriebssicherung verwendet wird, sogar befahrbar ausgeführt werden sollte. Somit wird die Kontrolle, die Pflege und die Verteidigung des Deiches erleichtert. Binnenseitig ist zur Abführung des austretenden Sickerwassers für eine ausreichende Vorflut zu sorgen.

Dränagematerial

Als Dränagematerial ist ein Gemisch aus Kies und Sand (0/56 mm) zu verwenden. In Zusammenhang mit der Ausbildung eines binnenseitigen Stützkörpers kann auch Flußkies verwendet werden. Wird Flußkies als Dränagematerial verwendet, ist darauf zu achten, daß nur Material mit einer starken Wasserdurchlässigkeit verwendet wird. Schluffige und feinsandige Komponenten sollten nicht enthalten sein.

Deichbaumaterial

Zur Erhöhung und Verbreiterung der Deiche sollte entweder anstehender Auelehm oder ein tonig-, schluffig-, sandiger Kies verarbeitet werden. Der binnenseitige Stützkörper kann auch aus einem Gemisch aus Kies und Sand erstellt werden.

Erosionsschutz durch Begrünung

Zum Schutz der Oberflächen ist wasserseitig in den Bereichen, die nicht auf Dauer eingestaut sind, sowie an allen anderen Deichoberflächen eine dichte Grasnarbe zu entwickeln.

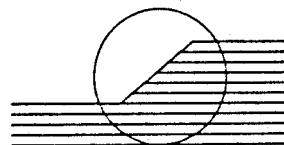
Vertikale Dichtungselemente im Deichkörper

In den Bereichen, wo eine wasserdurchlässige Schicht im Deichkörper von der Wasser- zur Binnenseite verläuft, wird die Anordnung von vertikalen Dichtungselementen empfohlen. Die Dichtungselemente sind etwa in Mitte des Kronenbereichs der sanierten Deiche anzuordnen. Durch den Einbau der Dichtungselemente dürfen die bestehenden Grundwasserverhältnisse nicht nachteilig beeinflusst werden. Der Einbau von Dichtungselementen beschränkt sich somit auf den Bereich des Deichkörpers.

Beispielsweise kann hier das Fräs-Misch-Injektionsverfahren der Fa. Sidla & Schönberger, Dienstedt, eingesetzt werden. Nach Herstellung des profilierten Deichs wird bei diesem Verfahren in den Deichkörper über die Vertikale ein Längsschlitz gefräst. Unter Zugabe einer Zementsuspension wird dabei der aufgelockerte Baugrund mit der Suspension vermischt.

Das Material ist nach erfolgtem Abbindeprozeß nur noch schwach wasserdurchlässig und besitzt eine hohe Festigkeit. Es können in einem Fräsgang Breiten von ca. 0,5 m und Tiefen von bis zu 9 m technisch aufgearbeitet werden.

Für kurze abzudichtende Abschnitte in Deichlängsrichtung ist dieses Verfahren allerdings zu aufwendig. Hier werden statt dessen Dichtungsmaßnahmen mit Spundwänden vorgeschlagen.



Basierend auf den vorgenommenen Baugrunderkundungen werden die Dichtungsmaßnahmen insbesondere in den Bereichen der östlichen Deichquerschnitte bei Fluß-km 83+800 erforderlich. Das vertikale Dichtungselement ist hier bis in die schluffigen Kiesschichten zu führen, also bis in eine Tiefe von ca. 4 m unter jetziger OK Deichkrone, die bei ca. 711,1 mNN liegt. Zur genaueren Abgrenzung des Bereichs werden zusätzliche Baugrunderkundungsmaßnahmen durch Bohrungen von der Deichkrone bis in Höhe des wasserseitigen Deichfußes empfohlen.

In allen anderen Querschnittsbereichen, die im wesentlichen homogen aus Auelehm aufgebaut sind, kann auf den Einbau von Dichtungselementen verzichtet werden.

Auf eine wasserseitige Abdichtung sollte wegen des erhöhten technischen Aufwands für den Einbau aus hiesiger Sicht verzichtet werden.

Sickerlänge und Böschungsneigung

Auf steilere Böschungsausbildungen als die angegebenen Neigungen sollte möglichst verzichtet werden. Eine steilere Böschungsausbildung würde in diesem Zusammenhang auch eine Erhöhung des hydraulischen Gradienten unter dem Deichkörper im Flußkies bedeuten und die Gefahr der inneren Erosion erhöhen.

Sachbearbeiter Geologie: Dipl.-Geologe M. Herz
Bautechnik: Dr.-Ing. O. Düser

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Ulrich', written in a cursive style.

Dr.-Ing. Georg Ulrich
(Institutsleiter)

Dr.-Ing. Georg Ulrich
Baugrundinstitut DIN 1054
Geologisches Institut

Leutkirch Kempten Günzburg
Lahr Friedrichshafen

WKA Altdorf-Ebenhofen Dammsanierung

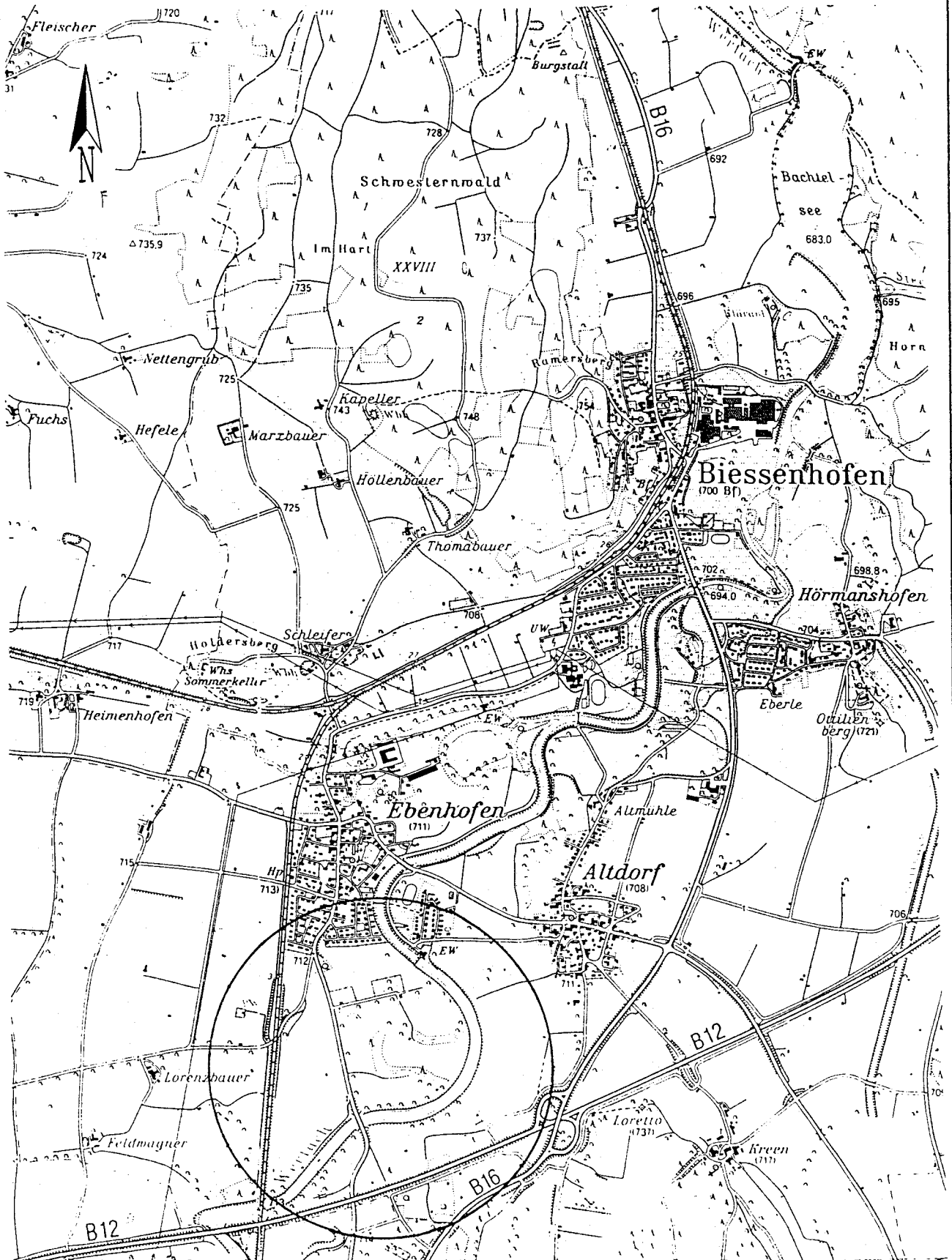
AZ
990916

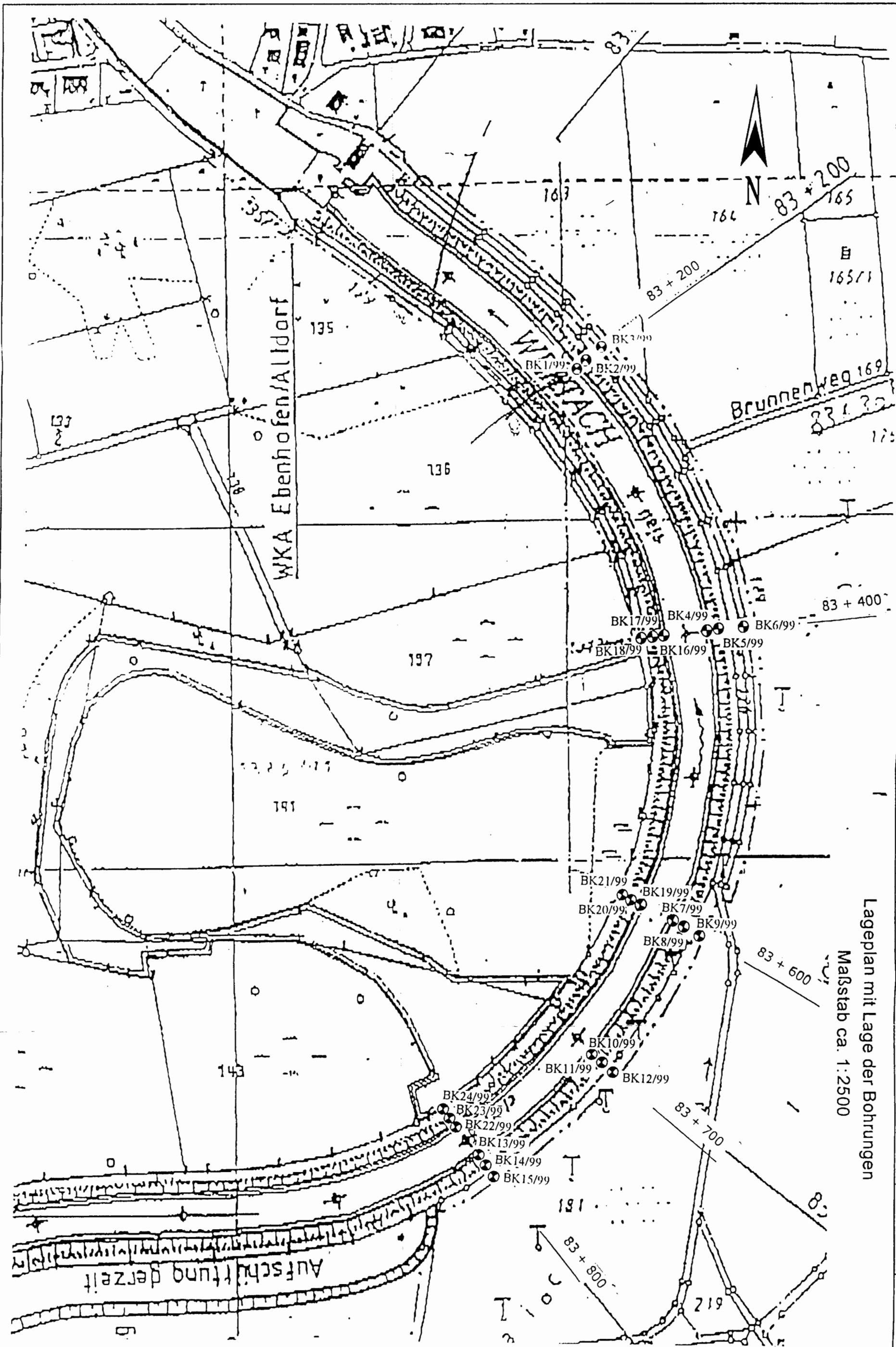
Gezeichnet
An

Anlage Nr.
1.1

Geprüft
He

Übersichtslageplan Maßstab 1:25000





Dr.-Ing. Georg Ulrich
 Baugrundinstitut DIN 1054
 Geologisches Institut
 Leutlich Kempfen Lehr
 Friedrichshafen Gönzburg

WKA Aldorf-Ebenhofen
 Dammsanierung

AZ	990916	Gezeichnet
Anlage Nr.	1.2	An
		Geprüft
		He

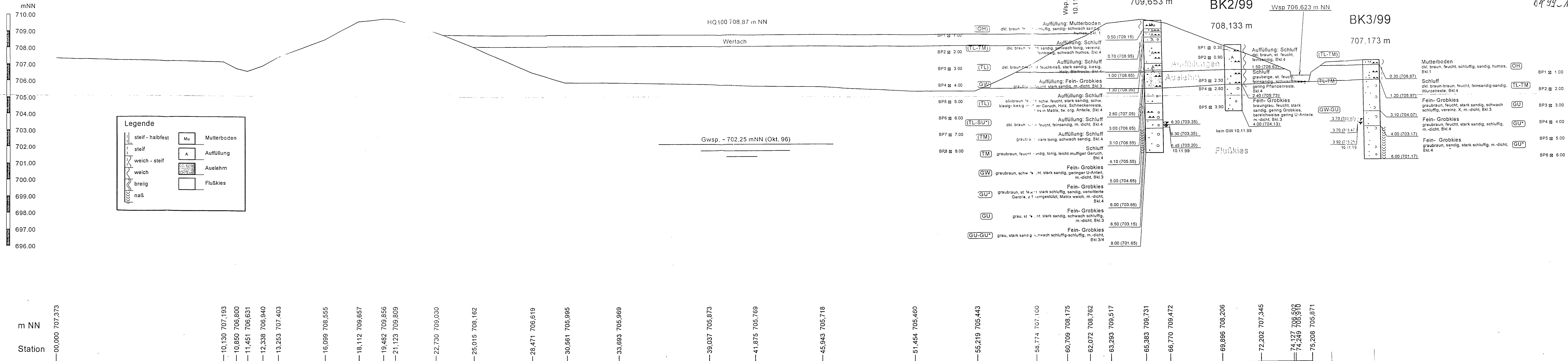
Lageplan mit Lage der Bohrungen
 Maßstab ca. 1:2500

Fluß-km83+200

DIE SCHICHTGRENZEN ZWISCHEN DEN BOHRUNGEN
UND AUFSCHLÜSSEN SIND VERMUTET

Dr.-Ing. Georg Ulrich Baugrundinstitut DIN 1054 Geologisches Institut Görschweg 1 99091 Göttingen	WKA Altdorf-Ebenhofen Dammsanierung		AZ 990916	Gezeichnet An
			Anlage Nr. 2.1	Geprüft He

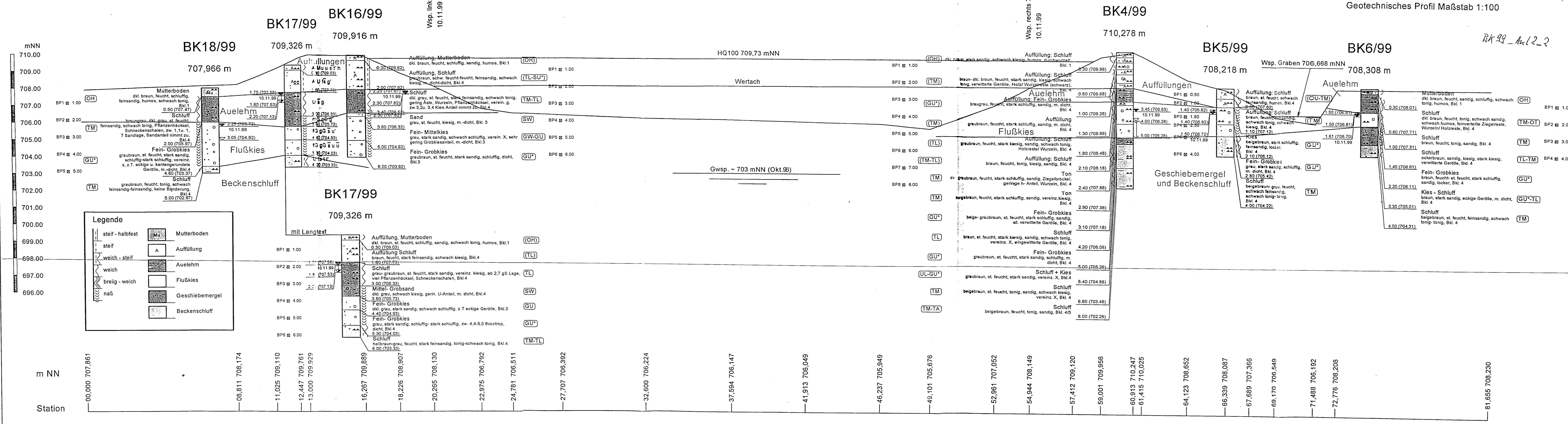
Geotechnisches Profil Maßstab 1:100



BK99-Alt 1

DIE SCHICHTGRENZEN ZWISCHEN DEN BOHRUNGEN UND AUFSCHLÜSSEN SIND VERMUTET

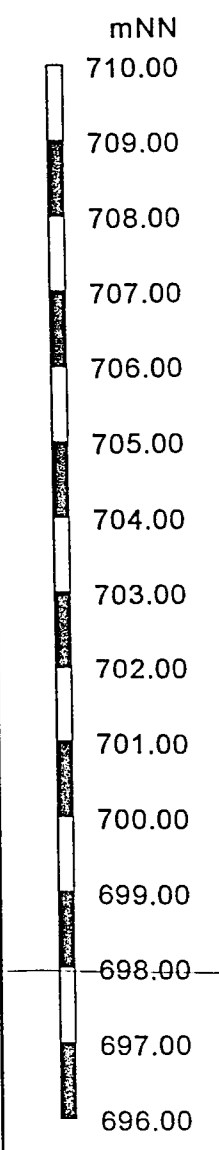
Geotechnisches Profil Maßstab 1:100



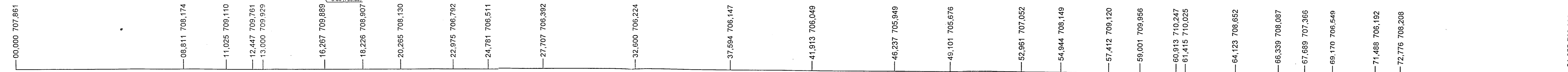
Legende

steif - halbfest	Mutterboden
steif	Auffüllung
weich - steif	Auelehm
weich	Flußkies
breiig - weich	Geschiebemergel
naß	Beckenschluff

BK 99 - Anl. 2-2

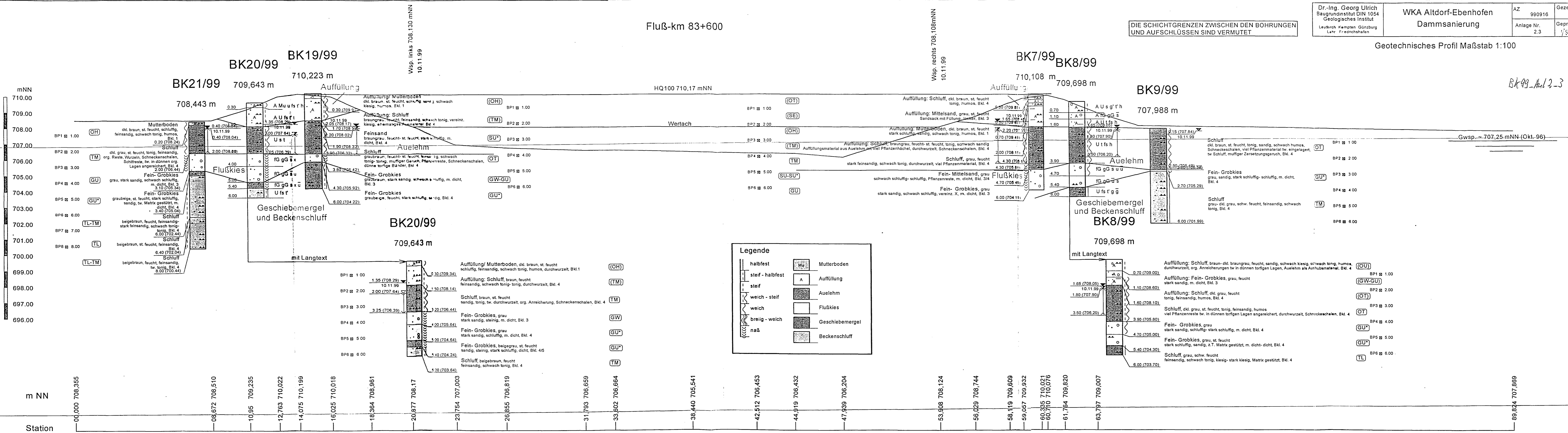


m NN
Station



Fluß-km 83+600

Geotechnisches Profil Maßstab 1:100



DIE SCHICHTGRENZEN ZWISCHEN DEN BOHRUNGEN UND AUFSCHLÜSSEN SIND VERMUTET

BK99-Abt 2-3

Gwsp. = 707,25-mNN (Okt. 96)

Legende

halbfest		Mutterboden
steif - halbfest		Auffüllung
steif		Auelehm
weich - steif		Flußkies
weich		Geschiebemergel
breiig - weich		Beckenschluff
naß		

mNN
710.00
709.00
708.00
707.00
706.00
705.00
704.00
703.00
702.00
701.00
700.00
699.00
698.00
697.00
696.00

m NN
Station
00,000 708,355
08,672 708,510
10,95 709,235
12,763 710,022
14,075 710,199
16,025 710,018
18,364 708,961
20,877 708,17
23,754 707,003
26,855 706,819
31,793 706,659
33,802 706,664
38,440 705,541
42,512 706,453
44,919 706,432
47,939 706,204
53,908 708,124
56,029 708,744
58,119 709,609
59,057 709,932
60,385 710,021
60,710 710,076
61,764 709,820
63,797 709,007
89,824 707,869

DIE SCHICHTGRENZEN ZWISCHEN DEN BOHRUNGEN
UND AUFSCHLÜSSEN SIND VERMUTET

Dr.-Ing. Georg Ulrich
Baugrundinstitut DIN 1054
Geologisches Institut
Leutkirch Kempten Günzburg
Lahr Friedrichshafen

WKA Altdorf-Ebenhofen
Dammsanierung

AZ	990916	Gezeichnet	An
Anlage Nr.	2.4	Geprüft	He

Geotechnisches Profil Maßstab 1:100

Fluß-km 83+700

BK10/99

710,578 m

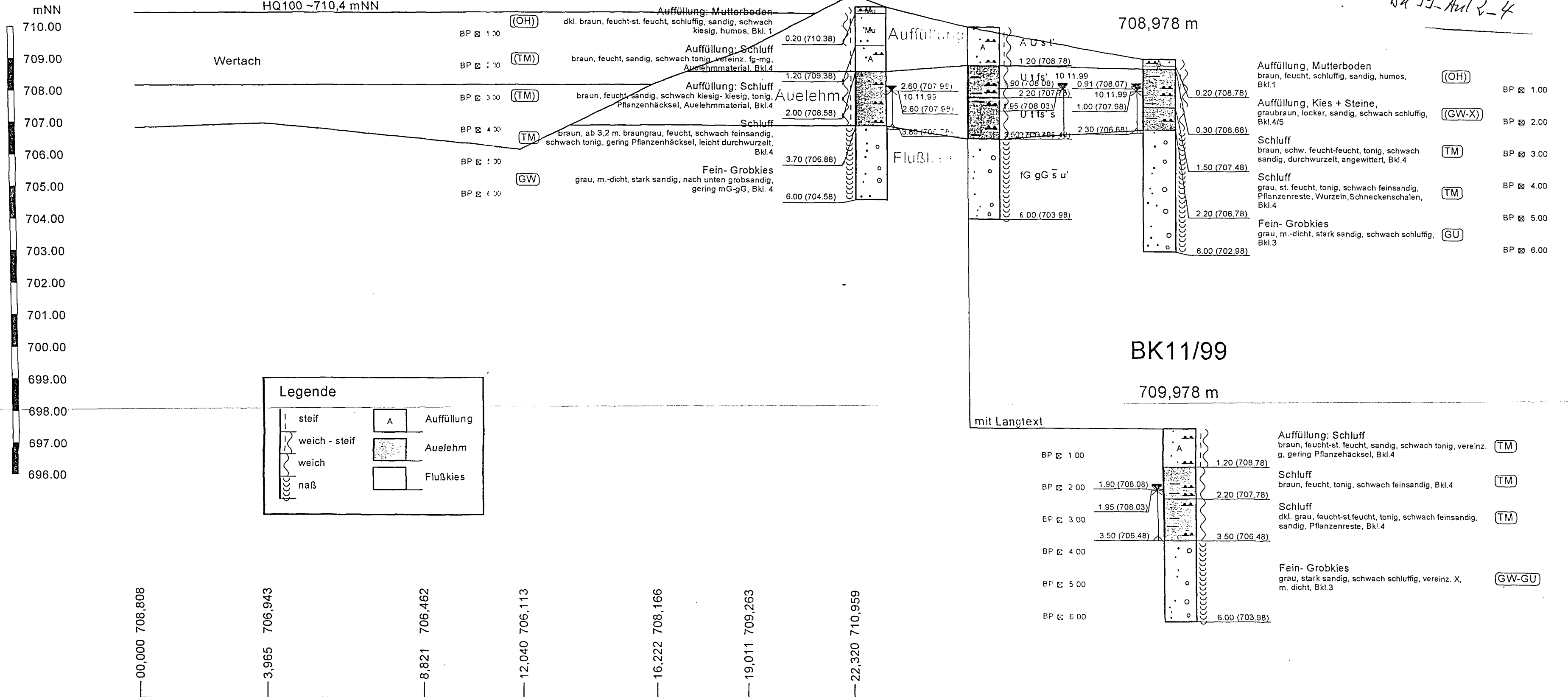
BK11/99

709,978 m

BK12/99

708,978 m

BK 99- Auf 2-4



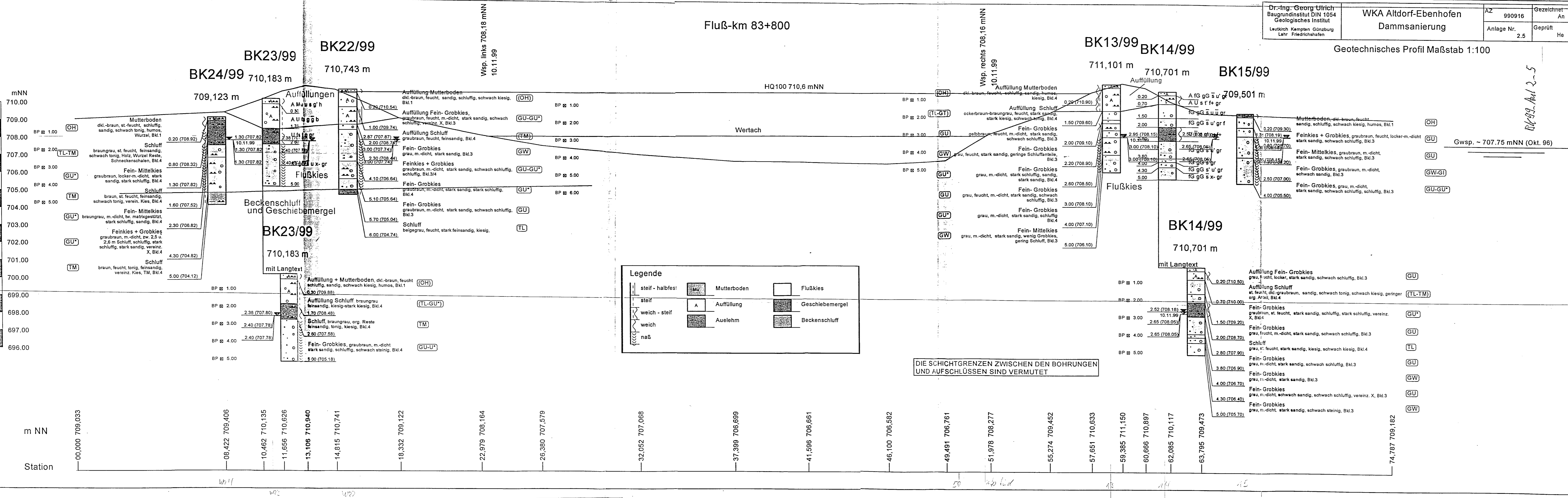
Fluß-km 83+800

Dr.-Ing. Georg Ulrich
Baugrundinstitut DIN 1054
Geologisches Institut
Leutkirch Kempten Günzburg
Lehr Friedrichshafen

WKA Altdorf-Ebenhofen
Dammsanierung

AZ	990916	Gezeichnet	An
Anlage Nr.	2.5	Geprüft	He

Geotechnisches Profil Maßstab 1:100



Legende

steif - halbfest	Mutterboden	Flußkies
steif	Auffüllung	Geschiebemergel
weich - steif	Auelehm	Beckenschluff
weich		
naß		