

**Süderweiterung
des Steinbruchs Plettenberg
der
HOLCIM (SÜDDEUTSCHLAND) GMBH**

**Gutachten zu Fragen der
Hangstabilität am Plettenberg**

November 2018

Bearbeiter:

Prof. Dr. Tomás M. Fernandez-Steeger,
Dr. Anika Braun, Kristofer Marsch M.Sc.,
Dipl.-Ing. René Thieme und Christoph Wernecke M.Sc.

Technische Universität Berlin
Fachgebiet Ingenieurgeologie
Ernst-Reuter Platz 1
10587 Berlin

Auftraggeber:

HOLCIM (SÜDDEUTSCHLAND) GMBH
Dormettinger Straße 23
72359 Dotternhausen

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	2
1 Veranlassung	3
2 Geologie im Erweiterungsgebiet auf dem Plettenberg	4
3 Ingenieurgeologie am Plettenberg	6
4 Ursachen rezenter und historischer Massenbewegungen am Plettenberg	8
5 Untersuchungen	14
6 Felsaufnahme	17
7 Einfluss der Steinbrucherweiterung auf die Standsicherheit der Außenhänge	20
7.1 Stoffgesetze	20
7.2 Ermittlung der Gebirgsparameter	21
7.3 Modellbildung	25
7.4 Untersuchungen	28
7.5 Kinematische Analyse	29
7.6 Analytische Untersuchungen	31
7.7 Sensitivitätsanalyse	34
7.8 Bewertung	39
8 Erschütterungen	41
8.1 Methode und Eingangsparameter	41
8.2 Prognose der Einwirkung durch Erschütterungen und Erdbeben auf die Standsicherheit am Plettenberg	46
8.3 Bewertung der Einwirkung durch Erschütterungen und Erdbeben auf die Hänge am Plettenberg	53
9 Standsicherheitssituation an den geplanten Innenböschungen	55
10 Abstand der Böschungskante von der natürlichen Hangkante bzw. Trauflinie	57
11 Prüfung weiterer Anforderungen nach Anlage 4 des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG)	59
11.1 Anlage 4 Nr. 4c) ff) UVPG	59
11.2 Anlage 4 Nr. 4c) gg) UVPG	59
11.3 Anlage 4 Nr. 4c) hh) UVPG	60
12 Empfehlungen	62
12.1 Empfehlungen zur Stabilität der Außenhänge	62
12.2 Empfehlung zu Sprengeneinwirkungen	62
12.3 Innenböschungen	63
12.4 Traufabstände	63
13 Zusammenfassung	64
14 Literatur	65
Anhang	70
Anhang A Felsaufnahme	70
Anhang B Ermittlung gebirgsmechanischer Parameter	94
Anhang C Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchung für Gleitkreise und Blockgleiten	97
Anhang D Plangrundlage Endzustand	142

1 Veranlassung

Die HOLCIM (SÜDDEUTSCHLAND) GmbH beabsichtigt die Erweiterung des Kalksteinbruchs auf dem Plettenberg südöstlich von Balingen im Zollernalbkreis. In dem Steinbruchbetrieb werden derzeit im übertägigen Abbau etwa 1 Mio t Kalkstein pro Jahr des Oberen (Weißen) Jura bzw. Malm (Oxford) gewonnen. Zur Rohstoffsicherung soll die derzeitige Abbaufäche Richtung Süden um ca. 9 ha erweitert werden.

Auf dem Scoping-Termin am 21.3.2013 in Dotternhausen und von den Genehmigungsbehörden wurden Fragen hinsichtlich der Auswirkungen der Erweiterung auf die Standsicherheit der natürlichen Hänge am Plettenberg aufgeworfen.

In einer Besprechung mit den Genehmigungsbehörden beim LRA Zollernalbkreis wurden diese Fragen konkretisiert.

- Auswirkung des Tagebaus auf die Standsicherheitssituation im geplanten Erweiterungsgebiet auf dem Plettenberg hinsichtlich der natürlichen Böschungen.
- Bewertung des Einflusses des Abstands zwischen Böschungskopf der Innenböschung und des natürlichen Hangtraufs auf die Standsicherheit und Definition eines Sicherheitsabstandes.
- Einfluss von Sprengerschütterungen auf die Standsicherheit der natürlichen Außenböschungen.
- Diskussion der Standsicherheitssituation an den geplanten Innenböschungen im Zuge der Rekultivierung.

2 Geologie im Erweiterungsgebiet auf dem Plettenberg

Der Plettenberg ist ein nordwestlich dem Albtrauf vorgelagerter Zeugenberg. Dieser besteht aus hellen, geschichteten Kalksteinen im oberen Bereich und Mergeln an der Basis, die an den Felswänden im Plettenkeller, wie der südliche Steilhang des Plettenberges bezeichnet wird, oder im Steinbruch aufgeschlossen sind und zur Basis des Weißen Jura gehören. Der Weiße Jura des Plettenbergs gliedert sich stratigraphisch in das Oxfordium 2, früher Weißer Jura β , mit der Wohlgeschichtete-Kalke-Formation am Top und dem darunterliegenden Oxfordium 1, früher Weißer Jura α , mit den sogenannten Impressamergeln. Unterhalb der Impressamergel-Formation folgen die leicht schluffigen, grauen Mergelsteine der Ornatenton-Formation aus dem Callovium bis Barthonium, früher Brauner Jura ζ , und bis zum Fuß des Plettenberges weitere Formationen des Braunen Jura, die nicht aufgeschlossen sind (Geyer 2011, Thiemann 2014).

Die zuoberst liegende Wohlgeschichtete-Kalke-Formation weist vom höchsten Punkt bei ca. 1000 m NN des Plateaus bis zum Beginn der Impressamergel-Formation auf 960 bis 955 m NN eine Mächtigkeit von ca. 40 – 45 m auf und die darunterliegende Impressamergel-Formation ist ca. 40 – 50 m mächtig und reicht bis auf eine Höhe von 920 bis 905 m NN hinab (Pommerening et al. 2018). Die Basis der darunterliegenden Ornatenton-Formation wurde auf dem Plettenberg nicht erbohrt. Die Mächtigkeit wird in der Literatur für die Umgebung des Plettenbergs mit rund 30 m angegeben, womit die Basis im Bereich von 875 m NN liegen dürfte.

Die Wohlgeschichtete-Kalke-Formation streicht in der Region vor allem auf der Hochfläche der Schwäbischen Alb und der sie nach Norden begrenzenden Schichtstufe (Albtrauf) aus und bildet unmittelbar nördlich davon die Hochlagen der sogenannten Zeugenberge, wie beim Plettenberg. Er zeichnet sich durch hellgraue bis fast weißen Kalksteine aus und weist eine deutliche Schichtung auf. Fossilien sind darin selten bis gesteinsbildend (Geyer 2011). Die Wohlgeschichtete-Kalke-Formation stellt die gut leitfähige Deckschicht des darunterliegenden Grundwasserleiters dar, enthält aber selbst kein Grundwasser (Pommerening et al. 2018).

Am Top besteht die Impressamergel-Formation wie die darüber liegende Wohlgeschichtete-Kalke-Formation aus vertikal sowie lateral vielfältigen und schnell wechselnden Kalken unterschiedlicher Ausprägungen, von wohlgebanktem Kalkstein mit flach einfallenden Schichtflächen mit zum Teil mergeligen Zwischenlagen bis zu Massenkalk mit nicht mehr erkennbaren Schichtflächen. Diese sind an der Basis des Steinbruchs aufgeschlossen. Mit zunehmender Teufe nimmt der Mergelanteil zu und

geht in eine mergeldominierte Zone mit mächtigen grauen Mergelsteinlagen und dünnen mergeligen Kalksteinbänken an der Basis über. Diese sind am Plettenberg selbst nicht aufgeschlossen, sondern wurden in den Erkundungsbohrungen angetroffen. Der Übergangsbereich zwischen den kalkigen und mergeligen Bereichen der Impressamergel-Formation ist im östlichen Teil des Plettenkellers sichtbar. Ab einer Höhe von weniger als 935 bis 930 m +NN ist der Impressamergel mit Grundwasser gefüllt. Da die Durchlässigkeit gering ist, handelt es sich um einen Grundwasserringleiter bzw. –stauer (Pommerening et al. 2018).

Die folgende Ornatenton-Formation besteht aus grauen Mergelsteinen und in den tieferen Lagen auch aus mächtigeren Tonsteinlagen. Da diese am Plettenberg nicht aufgeschlossen ist, lässt sie sich nur im oberen Bereich aus den Erkundungsbohrungen ansprechen.

Unterhalb des Traufes ist der Plettenberg großräumig von Ablagerungen von Massenbewegungen bedeckt, die die tieferen Formationen weitgehend überdecken. Die Schichten am Plettenberg fallen im Allgemeinen sehr flach (1-2°) nach Südosten ein (Pommerening et al. 2018). Aus den 3 Erkundungsbohrungen lässt sich räumlich nur ein Einfallen von 0,5° nach SE ermitteln. Lokal treten aber durch großwellige Ondulationen der Schichtoberfläche auch scheinbare Versteilungen bis 10° in unterschiedliche Richtungen auf. Pommerening et al. (2018) berichten von lokalen Aufsteilungen von bis zu 35° in wechselnde Richtungen die sich durch Kompaktionsunterschiede in Riffzonen während der Diagenese gebildet haben dürften. Im ganzen Steinbruchbereich können nach Pommerening et al. (2018) Karsterscheinungen auftreten und lokal sind auch Störungen mit geringem Versatz und Zonen erhöhten Wasserandrangs in Form von Vernässungszonen zu beobachten.

3 Ingenieurgeologie am Plettenberg

Die Situation am Plettenberg ist typisch für den Albtrauf in der Region mit den kompetenten Kalksteinauflagen aus dem Oxfordium die von weniger kompetenten mergeligen und tonigen Schichten aus dem unteren Oxfordium und Callovium bzw. Bathonium unterlagert werden. Dies führt zur Herausbildung der charakteristischen steilen Schichtstufe in den gebankten Kalksteinen und den flacheren darunterliegenden Hängen. In diesem Zusammenhang sind Massenbewegungen ein wichtiger geomorphologischer Prozess der für die Herausbildung dieses Landschaftsbilds mit verantwortlich ist. Davon zeugen auch die vielfältigen Rutschungsereignisse an der Schwäbischen Alb (Abb. 3-1). Das geologische System strebt dabei durch Reliefanpassung (Verringerung der Hangneigung) einen stabilen Zustand an. Dies wird aber durch die oben genannten ungünstigen ingenieurgeologischen Verhältnisse und die Entwicklung des Entwässerungsnetzes (Bäche und Flüsse) erschwert, da diese keine unabhängige Entwicklung des Reliefs erlauben.

So sind die auch am Plettenberg anstehenden Schichten des „braunen Jura“, insbesondere die Opalinuston-Formation (Aalenium), Ornatenton-Formation (vorwiegend Callovium) und auch Teile der Impressamergel-Formation (Oxfordium 1) für Ihre Rutschungsanfälligkeit bekannt und aufgrund Ihres Erweichungsverhaltens beim Freilegen bzw. Durchnässen typische Beispiele für veränderlichste Gesteine. Die darüber liegenden gebankten Kalke und z.T. Massenkalke des Oxfordium 2 sind zwar insgesamt als gutes Gebirge anzusprechen, wofür auch die Herausbildung der Steilwände am Albtrauf spricht, allerdings kommt es durch die Verwitterung zur Auflockerung der steilen Felsböschungen und dadurch zu zahlreichen Steinschlägen und Felsstürzen. Diese Steinschlag- und Felssturzmassen bilden den Hangfuß unterhalb der Ausbisse der gebankten Kalksteine der Wohlgeschichtete-Kalke-Formation, wie z.B. am Plettenkeller zu beobachten. Diese gehen mit zunehmender Distanz vom Trauf in Paläorutschmassen über, bzw. werden Teil von diesen, die aus den Verwitterungsprodukten der Impressamergel-Formation und der Ornatenton-Formation bestehen. Diese Paläorutschmassen bedecken die oberen Hänge des Plettenbergs weiträumig und werden auch entsprechend in der Ingenieurgeologischen Karte von Baden-Württemberg ausgewiesen. In den unteren und flacheren Hangbereichen laufen diese zunehmend aus. Das führt dazu, dass in den höheren und mittleren Lagen des Plettenberg, außer an den Steilwänden die unterlagernden Schichten des braunen Jura nicht ungestört aufgeschlossen sind. Diese sind nur in den Bohrungen auf dem Plettenberg erschlossen.

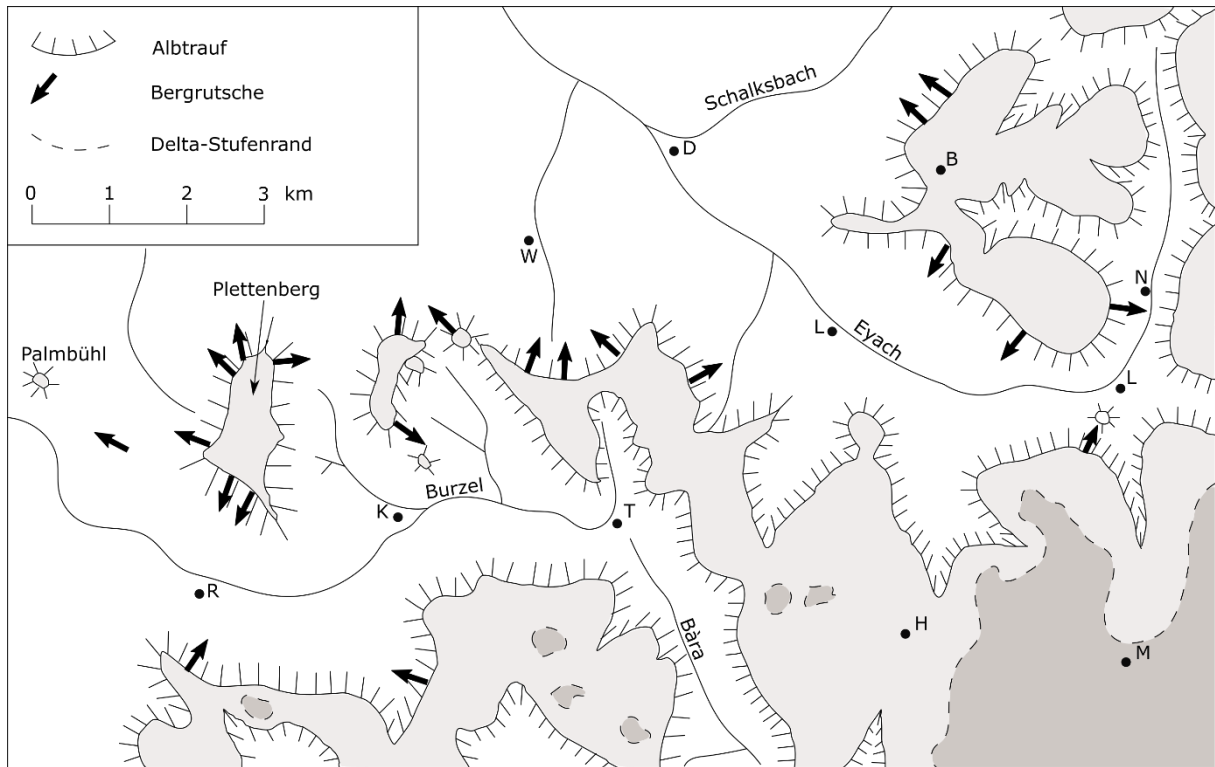


Abb. 3-1: Skizze des Albtraufs und seiner Zeugenberge um Balingen mit eingezeichneten Rutschungen. Verändert nach Scheerer (1966).

4 Ursachen rezenter und historischer Massenbewegungen am Plettenberg

Massenbewegungen in Form von Felsstürzen (Abb. 4-1) und Hangrutschen im Lockergestein (Abb. 4-2) finden am Südhang des Plettenberg bis in heutige Zeit statt (Pommerening et al. 2018). Wie oben erläutert ist die rückschreitende Erosion des Albtraufes ein anhaltender Prozess der mit Felsstürzen und Rutschungen einhergeht (Abb. 3-1). Dieser wird neben der Geologie in seiner geomorphologischen Dynamik wesentlich durch die Entwicklung des drainierenden Gewässernetzes und der Lage, sowie Höhe der Vorflut kontrolliert, was zu einer heterogenen Entwicklung entlang des Albtraufs führt (Eberle et al. 2017). Neben der Verwitterung und Gebirgsauflockerung an den freiliegenden Felswänden ist als wesentlicher steuernder Faktor für die Massenbewegungen insbesondere die Wirkung des Wassers im Gebirge von großer Bedeutung.

Diese Zusammenhänge sind zum Teil schon früher von Fraas (1853), Paulus (1875, 1876), Scheerer (1966) und z.B. bei Röhrs & Dix (2010) beschrieben, die die Massenbewegungen am Plettenberg und an den umgebenden Bergen mit Niederschlagsereignissen oder feuchten Jahresklima in Zusammenhang bringen. Dieser Zusammenhang wird im Übrigen auch von Eberle et al. (2017) für den gesamten Bereich der Mittleren Alb hergestellt und am Beispiel der Mössinger Rutschungsereignisse beschrieben. Auch die bei Paulus (1875) und Fraas (1853) beschriebenen Sicherungs- bzw. Sanierungsmaßnahmen für die große Rutschung am Plettenkeller von 1851 („Bergschliff von Rathshausen“) zielen auf die Kontrolle der Bergwässer durch Drainage und Reaktivierung verlorener Quellen. Bereits 1744 und 1787, 1789 kam es dieses Mal vom Ortenberg zu Rutschungen, die bis an den Lauf der Schlichem reichten (s. Riede 1989; Röhrs & Dix 2010). Die beiden letzten Ereignisse blockierten auch den Lauf der Schlichem und führten zur Bildung eines Rutschungsdamms der jeweils durch Schlitzen geöffnet wurde. Auch bei diesen Ereignissen wurde auf starke Niederschläge oder Schneeschmelzen als Auslöser hingewiesen.

Die Wirkung des Wassers beruht dabei nicht auf einem einzelnen Effekt, sondern wirkt an unterschiedlichen Stellen auf die Hangstabilität ein. Oberflächlich führen Frostverwitterung und Volumenänderungen im Gebirge durch Frost-Tau Wechsel in den Wintermonaten zu einer Auflockerung und Entfestigung der oberen, freiliegenden Schichten der Wohlgeschichtete-Kalke-Formation. In der Folge kommt es insbesondere im Frühjahr zu einer erhöhten Steinschlagaktivität.

Auch starke Niederschläge oder intensive Niederschlagsperioden führen zu einer erhöhten Steinschlagaktivität, wie bei Geländearbeiten im Frühsommer 2015 beobachtet wurde. Ursachen können Verformungen in den freiliegenden Felswänden durch

einen erhöhten Kluftwasserschub sein, aber insbesondere sekundäre Aktivierung und Verlagerung von locker aufliegenden Steinen durch die Niederschläge. Von diesen Prozessen zeugen auch die ausgeprägten Schutthalden am Fuß der Felswand am Plettenkeller, sowie zahlreiche Steine und Blöcke als stille Zeugen unterhalb von steileren freiliegenden Felsbereichen. Prinzipiell handelt es sich hierbei um einen stetigen Prozess der dauerhaft unter Einfluss des Klimas mit wechselnder Intensität am Plettenberg auftritt. Die Magnitude der Einzelereignisse ist bei diesen Prozessen begrenzt, die Frequenz allerdings hoch.



Abb. 4-1: Farbveränderung in der Felswand des Plettenkellers durch rezente Felsstürze: grau: verwitterte Oberfläche, hellbraun: frische Oberfläche, durch rezenten Felssturz sichtbar. Links unterhalb des hellbraunen Bereichs liegt der Aufschluss Keller 1.

Ein weiteres Phänomen sind die kleinen und mittleren Felsablösungen in den kalkdominierten Einheiten der Wohlgeschichtete-Kalke und Impressamergel -Formation an der Steilwand zum Plettenkeller hin, die auch in jüngerer Zeit aufgetreten sind (s. z.B. Garschhagen 2016). Diese werden sowohl durch das Trennflächengefüge und die Gebirgsauflockerung, als auch die lokale Morphologie und den Kluftwasserschub kontrolliert. Hinsichtlich der Auflockerung gilt das oben gesagte. Allerdings ist die Steilwand oberhalb des Plettenkellers durchaus auch horizontal gegliedert. So erlaubt die Hangneigung stellenweise ein durchwandern der Wand und ist an anderen Stellen durch steile Felsnasen blockiert. Dies führt dazu, dass einzelne Blöcke oder Bereiche stärker exponiert und weniger in den Gebirgsverband eingebunden sind und dadurch leichter expandieren und sich aus der Wand herausbewegen können.

Dieser Effekt wird zusätzlich durch das steilstehende orthogonale Kluftsystem begünstigt, allerdings auch in seiner Reichweite begrenzt. Vereinzelt mergelige Lagen an der Basis können diesen Effekt durch differentielle Verwitterung und Hohlkehlenbildung verstärken, wobei keine ausgeprägten mehrere Meter tiefe Hohlkehlen bei der Begehung beobachtet wurden. Auch hier kann durch Frost die Ablösung über die Zeit begünstigt werden und hohe Kluftwasserstände einen zusätzlichen Schub auf mögliche Blöcke ausüben, und somit zur Aktivierung führen. Stellenweise treten auch Bäume in dem Steilbereich auf, die durch Wurzelsprengung und Windbewegung den Verband auflockern und destabilisieren können.



Abb. 4-2: Rezente Rutschung im Lockergestein mit Ausbildung von Rotationszonen, weit unterhalb des Aufschlusses Keller 1.

Die größeren Rutschungen an der Mittleren Alb und Westalb, zu denen auch die Rutschung am Plettenberg 1851 gehört (s.a. Fraas 1853), treten meist in Steilhängen am Übergang zwischen den durchlässigen und kompetenten Kalksteinen des Weißen Jura (Oxford 2) zu den weicheren und in den tieferen Lagen zunehmend tonigen Schichten der Impressamergel-Formation (Oxford 1), sowie der Ornatenton-Formation (Colloviium) auf, die beide als Wasserstauer fungieren. Voraussetzungen sind einmal das steile Relief und der hohe Durchlässigkeitskontrast am Übergang von durchlässigen geklüfteten Kalksteinen zu den wenig durchlässigen Mergeln (s.a. Eberle et al. 2017). Scheerer (1966) sieht hier z.B. zwei wesentliche Mechanismen für Stürze von größeren herausgewitterten Blöcken des Oxford 2. Zum einen das Auswittern und Auswaschen der unterlagernden Mergelschichten durch abfließendes

Wasser, wodurch größere Blöcke kippen und schließlich hangabwärts stürzen können. Zum anderen das Aufstauen und Austreten von Sickerwasser an den Schichtkanten der undurchlässigen Mergel, welche insbesondere wenn sie freigelegt sind an Festigkeit verlieren und unter dem Gewicht des auflagernden Kalksteins nachgeben. Dadurch entstehen große Schollengleitungen wie am Mössinger Berg (Bibus 1986) oder am Plettenberg (Fraas, 1853). Eine weitere Ursache sieht Scheerer (1966) im Quellen aktiver Tonminerale im Ornatenton und Opalinuston bei entsprechender Wasserverfügbarkeit (und Entlastung), was zur Verringerung der Festigkeit und zum Ausquetschen der Massen durch die Auflast der überlagernden Schichten an den austreichenden Schichtköpfen führt. Als Beispiele führt Scheerer die Rutschungen über dem Schwimmbad von Ebingen und am Heuberg bei Balingen an, wo es 1953 nach einem Wolkenbruch im Sommer zu einer Rutschung kam.

Die Großrutschung 1851 am Südwesthang des Plettenbergs zeigt bei vorsichtiger Interpretation der historischen Beschreibungen von Fraas (1853) und Paulus (1875, 1876) genau dieselben Phänomene wie andere Schollenrutschungen an der Alb. In der Nacht vom 9. zum 10. Oktober 1851 kam es auf einer Länge von ca. 890 m zum Abrutschen des Tops der Impressamergel-Formation (Oxford 1 bzw. Weißer Jura α) um 17 m und damit vermutlich auch Teilen der darüber anstehenden Kalke der Wohlgeschichtete-Kalke-Formation (Oxford 2 bzw. Weißer Jura β). Dies führte zu Auspressungen, vermutlich aber auch Aktivierung von weiteren Schollenrutschungen in den darunterliegenden mergeligen Schichten der Impressamergel- bzw. Ornatentonformation. Insgesamt war eine Fläche von 1,1 km² oberhalb von Ratshausen von der Rutschung betroffen. Auch hier stellen sowohl Fraas (1853) als auch Paulus (1875, 1876) die Ursache in Zusammenhang zu einer vorangegangenen sehr niederschlagsreichen Periode. Fraas (1853) beschreibt zudem seine Beobachtung, dass an der Schichtgrenze zwischen Weißem Jura α (Oxford 1) und Weißem Jura β (Oxford 2) Wasseraustritte zu beobachten waren. Auch in Paulus (1875) wird auf die Ursachen und Maßnahmen zur Stabilisierung eingegangen und als wesentlich die Drainage des Gebirges und die Verhinderung der Infiltration von Schichtwässern dargestellt. Auch in diesen Beschreibungen werden die wichtigsten Ursachen in dem Durchlässigkeitskontrast der Schichten und der „Erweichung“ bzw. Änderung der Festigkeit von tonigeren Bereichen der Impressamergel-Formation gesehen.

Letztlich treten in den Rutschmassen und verwitterten Gesteinsauflagen der Impressamergel- und Ornatenton-Formation, die die Hänge am Plettenberg bedecken, bis heute immer wieder kleinere lokale, meist flache Rutschungen auf. Auch sind auf den Wegen entlang der Hänge lokal immer wieder Zerrstrukturen zu erkennen die auf räumlich begrenzte Kriechbewegungen hindeuten. Eine Ursache wird auch hier

die Wassersättigung der Schichten nach niederschlagsreichen Perioden oder Schneeschmelzen bzw. Erweichen der Schichten unter dem Einfluss des Wassers sein. Zudem treten auch in diesen Schichten Erosionsvorgänge auf, die zu lokalen Geländevertiefungen und dem Offenlegen von Schichtköpfen führen. Ein spezielles Phänomen, das vermutlich auch die Ursache für die Ausdehnung und Reichweite der Rutschung am Plettenkeller 1851 war, ist die Herabsetzung des Scherwiderstands durch undrainierte Belastung in den wenig durchlässigen Rutschmassen und Verwitterungsschichten. Durch Rutschmassen oder Felssturzmassen aus der Steilwand werden die darunterliegenden mergelig tonigen Lockermassen belastet und konsolidiert. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit kommt es zum Aufbau von Porenwasserdrücken, die die effektiven Spannungen reduzieren. So können Felsstürze in den die Steilwand unterlagernden Rutsch- und Verwitterungsmassen, aber auch den weicheren Impressamergel- und Ornatentoneinheiten Rutschungen auslösen, die in flache Erdströme mit größerer Reichweite übergehen. Das Phänomen wird z.B. in den nördlichen Kalkalpen im Zusammenhang mit lateralem Kriechen (Rohn et al. 2004) oder der Initiierung von Schuttströmen (Wilson et al. 2003) beschrieben, ist am Albrauf jedoch wenig erforscht. Ein rezentes Beispiel hierfür ist die Rutschung unterhalb der Plettenburg im März 2013. Bei einer Begehung 2015 konnte festgestellt werden, dass durch diese im oberen Bereiche eine Rotationsrutschung ausgelöst wurde die im Verlauf in eine flache Translationsrutschung mit einer Länge von ca. 150 m übergeht.

Eine weitere mögliche Ursache für Massenbewegungen sind Erdbeben, die aufgrund der Nähe zur Albstadt-Scherzone und der Seismischen Zonierung hier eine Rolle spielen könnten. In den Jahren 1911, 1943 und 1978 traten in der Region entlang der Albstadt-Scherzone Erdbeben mit Lokalmagnituden M_L zwischen 6,1 und 5,6 bzw. Intensitäten von VII-VIII (Grünthal & Walström 2003) auf, die zu den stärksten Erdbeben in den letzten 200 Jahren in Deutschland gehören (Leydecker 2011). Für keines dieser Ereignisse finden sich dokumentierte Massenbewegungen am Plettenberg (Kaynia 2008). Nur für das Beben im November 1911 ist eine Massenbewegung in Margrethausen in der Nähe des Epizentrums bei Albstadt dokumentiert (Bell 2007; Landesarchiv Baden-Württemberg 1911).

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass wie Eberle et al. (2017) bereits festgestellt hat, viele der großen Rutschungsereignisse am Albrauf in die Zeit des Übergangs vom Spätpleistozän zum Holozän einzuordnen sind.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die ingenieurgeologische Situation, Morphologie, Klima und hydrogeologische Situation die Massenbewegungen am

Plettenberg steuert und das bereits über Jahrtausende. Aufgrund dieser Situation ist es in der Vergangenheit und wird es auch zukünftig immer wieder zu Massenbewegungsereignissen kommen. Diese werden einmal durch die geologische Disposition, sowie morphologische Situation vorgegeben und durch klimatische und hydraulische Effekte gesteuert bzw. ausgelöst. Dabei ist festzuhalten, dass insbesondere die flacheren Hänge unterhalb der Wohlgeschichtete-Kalke-Formation, die durch Verwitterungs- und Rutschmassen geprägt sind, in einem labilen Gleichgewicht sind und durch natürliche äußere Belastungen, wie hohe Wassersättigung oder zusätzliche Auflasten relativ leicht aktiviert werden können, wobei anzumerken ist, dass das Gleichgewicht hier durchaus einer Dynamik durch klimatische Einflüssen unterliegt. Die Steilstufe am Südwestrand des Plettenbergs fällt dabei besonders auf, da die mittlere Hangneigung hier deutlich steiler ist als an den West- und Östhängen des Plettenbergs. Nichtsdestotrotz sind die Prozesse hier soweit aus der Literatur und Historie erkennbar natürlichen Ursprungs und haben bereits deutlich vor dem industriellen Abbau des Plettenbergs eingesetzt. Bei der Historischen Betrachtung fällt insbesondere auf, dass bereits in der Vergangenheit die Bedeutung von Niederschlagsereignissen und Drainagesituation bzw. Verfügbarkeit von Wasser im Berg als zentrale die Massenbewegungen steuernde Faktoren beschrieben sind. Dies ist auch vor dem Hintergrund der Erdbeben in der Albstadt-Scherzone von Bedeutung. Durch die Erdbeben und die damit verbundenen seismischen Erschütterungen wurden die Hänge des Plettenbergs in den letzten hundert Jahren mehrfach erheblichen seismischen Belastungen ausgesetzt, bei denen es zu keinen dokumentierten Massenbewegungsereignissen gekommen ist.

5 Untersuchungen

Aus der ingenieurgeologischen Situation am Plettenberg ergibt sich, dass die Hänge am Plettenberg prinzipiell, wie die meisten Hänge am westlichen und mittleren Albtrauf, natürliche Rutschungsgebiete sind und ein entsprechendes Massenbewegungspotential aufweisen. Auch Garschagen (2016) und Pommerening et al. (2018), sowie die Ingenieurgeologische Gefahrenhinweiskarte von Baden-Württemberg zeigen dies. Da diese Hänge alle außerhalb des Erweiterungsgebiets bzw. Handlungs- und Verantwortungsbereich des Steinbruchbetriebs liegen kann dieser darauf keinen Einfluss nehmen. Diese Situation muss als gegeben hingenommen werden. Die Frage die sich aus der Erweiterung ergibt ist, wie und in welchem Umfang wirken die Änderungen, die sich durch die geplante Erweiterung des Abbaugesbietes ergeben auf die Situation bzw. Stabilität der Hänge am Plettenberg ein, bzw. führen diese Änderungen zu einer Verschlechterung der Situation.

Um den Einfluss der Erweiterung auf die Standsicherheit zu untersuchen werden die beiden Extremzustände miteinander verglichen. Das ist einmal der „Ist“-Zustand, so wie sich die Situation heute ohne Eingriff in die Erweiterungsfläche darstellt und der Endzustand nach dem Abbau im Erweiterungsgebiet, mit den geplanten Endböschungen die sich aus dem Abbauplan Endzustand vom 10.4.2018 (s.a. Anlage D) ergeben. Dabei wird die Veränderung der Standsicherheit anhand des globalen Standsicherheitsfaktors bewertet. Die Bewertung erfolgt an drei Profilen. Zur Bewertung der Standsicherheit der Innenböschung wird diese anhand eines Standardprofils zusätzlich rechnerisch nachgewiesen. Aufgrund der vielfältigen lokalen Ausprägungen um ein breites Biotopinventar bei der Renaturierung zu erzeugen, wird die Standardsituation bewertet unter besonderer Berücksichtigung des für die Gesamtstandsicherheit entscheidenden Felskerns. Zu möglichen Lockergesteinsauflagen wird verbalargumentativ Stellung bezogen. Auf die Abstände der Steinbruchinnenböschung zur natürlichen Böschungskante/Traufkante wird entsprechend der Wünsche des LRA Zollernalbkreis verbalargumentativ Stellung genommen. Hinsichtlich besonderer Einwirkungen wurde im Verfahren der Einfluss von Sprengerschütterungen auf die Standsicherheit der Böschungen aufgeworfen. Prinzipiell ist hierzu anzumerken, dass die Hänge am Plettenberg in den letzten 100 Jahren drei Erdbeben mit Lokalmagnituden M_L zwischen 6,1 bis 5,6 ausgesetzt war und beim letzten Beben 1978 Intensitäten von VII bzw. VI (PGA 12,1 bis 16,1 %g) für die Ortschaften am Fuß des Berges vom U.S. Geological Survey's (2017) errechnet wurden. Hierzu wird ergänzend anhand von Prognosen Stellung genommen, da eine experimentelle Ermittlung der Einwirkungen bzw. Dämpfungsparameter zum derzeitigen Abbaustand nur mit erheblichen Unsicherheiten erfolgen kann.

Entsprechend wurden die folgenden Untersuchungsziele und Arbeitsschritte bei den Untersuchungen am Plettenberg berücksichtigt:

- Untersuchung der Hang- und Böschungstabilität am Plettenberg im Bereich der beantragten Erweiterung des Tagebaus
 - Begehung des Traufs zur Kontrolle auf aktive Extension- bzw. Bewegungsbereiche.
 - Felsaufnahme zur geotechnischen Bewertung des Gebirges
 - Ermittlung relevanter Gebirgsmechanischer Parameter
 - Auswertung der Kluftrmessungen in Lagekugel-Projektion
 - Berechnung der Standsicherheit entlang charakteristischer Profilschnitte an den von der Erweiterung betroffenen Böschungen, Ermittlung des Einflusses des Abstandes von der Innenböschung zur Außenböschung unter Berücksichtigung des Grundwasserstandes
 - Berechnung des Newmark Displacement für Erdbeben
 - Sensitivitätsanalyse zur Bewertung des Einflusses bzw. der Unsicherheit die aus den Gebirgsmechanischen Parameter herrührt
- Verbalargumentative Bewertung der allgemeinen Standsicherheit der Innenböschung
- Verbalargumentative Besprechung des notwendigen Abstandes der Steinbruchinnenböschung zur natürlichen Böschungskante/Traufkante
- Untersuchung des Einflusses von Erschütterungen auf die Standsicherheit
 - Bewertung von Sprengerschütterungen
 - Sensitivitätsanalyse

In der Karte in (Abb. 5-1) ist die Topographie entsprechend Genehmigungsplanung mit der Geologie aus der Geologische Karte von Baden-Württemberg (Schmidt 1990, Benz & Hüttner 1987) für den Plettenberg überlagert dargestellt. Zudem ist die geplante Erweiterungsfläche durch den roten Rahmen begrenzt dargestellt. Die Aufschlusspunkte und Bohrungen die für die Untersuchungen, sowie die Bestimmung der gebirgsmechanischen Parameter verwendet wurden, sind durch Punkte markiert. Die Lage der Profilschnitte für die Standsicherheitsuntersuchungen sind als schwarze Linien dargestellt.

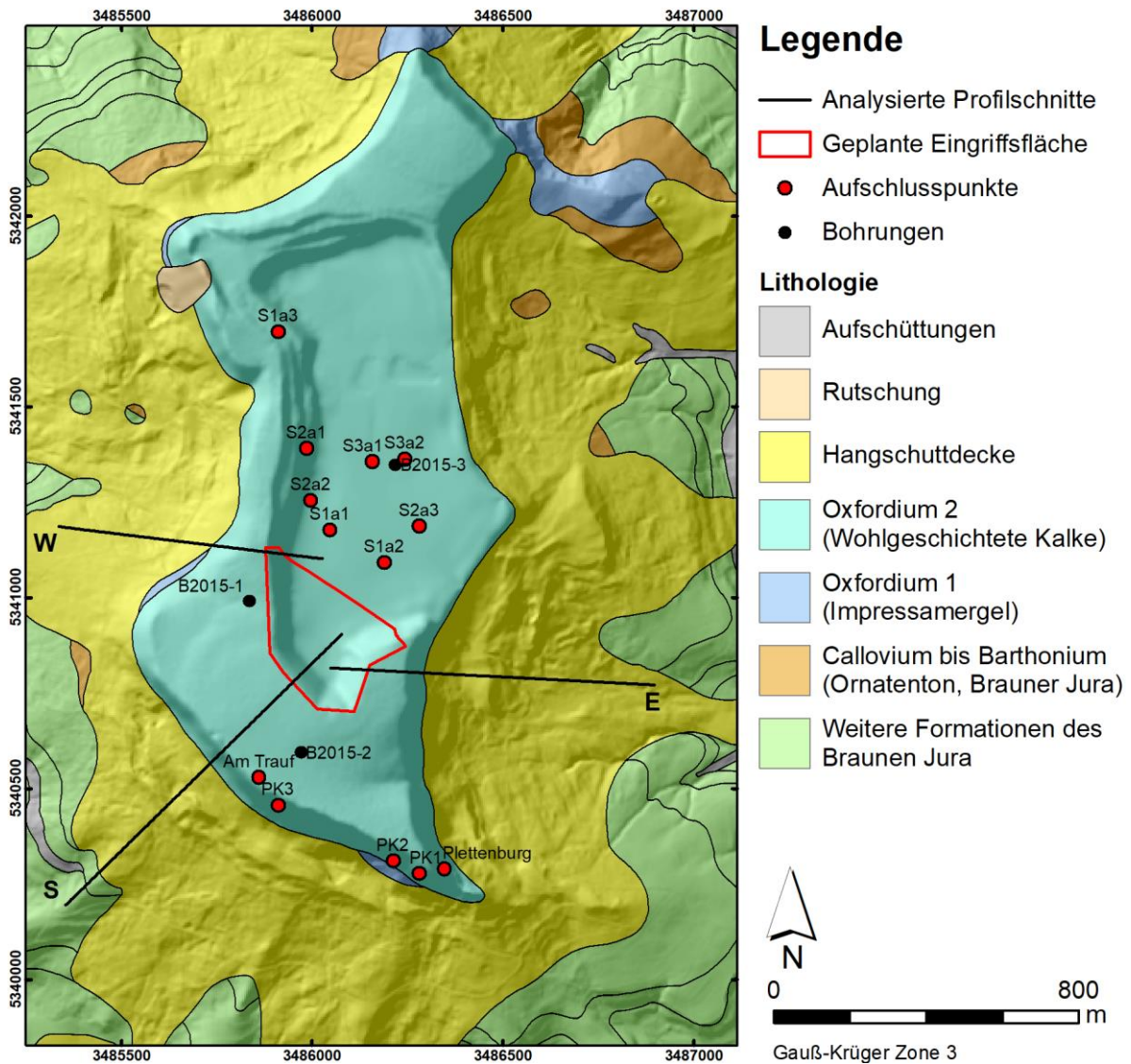


Abb. 5-1: Übersichtskarte des Plettenberges mit Standorten der berücksichtigten Bohrungen, kartierten Aufschlüssen und Fotoaufnahmen, auf Standsicherheit analysierte Böschungprofile und Grenzen des bestehenden und beantragten Abbauvolumens.

6 Felsaufnahme

Die Felsaufnahme erfolgte an acht Aufschlüssen im Steinbruch auf dem Plettenberg sowie an vier Aufschlüssen am Südhang des Plettenberges, dem sogenannten Plettenkeller, im Zeitraum vom 31.10.2016 bis 02.11.2016. Die Aufschlüsse wurden entsprechend ihrer Lage auf den jeweiligen Abbausohlen und dann fortlaufend nummeriert (S1a1, S1a2, etc.). Die Aufschlüsse am Plettenkeller wurden mit PK abgekürzt. Die Koordinaten der Aufschlusspunkte sind in der nachfolgenden Tabelle 6-1 aufgelistet und beziehen sich auf den Abbaustand Anfang November 2016.

Tabelle 6-1: Koordinaten der Aufschlusspunkte in UTM WGS84 Zone 32U.

Aufschluss	Rechtswert / Hochwert
S1a1	0485984 / 5339452
S1a2	0486126 / 5339367
S1a3	0485848 / 5339971
S2a1	0485922 / 5339666
S2a2	0485934 / 5339529
S2a3	0486217 / 5339462
S3a1	0486095 / 5339631
S3a2	0486179 / 5339638
Am Trauf	0485798 / 5338804
Plettenburg	0486284 / 5338564
Keller 1	0486217 / 5338552
Keller 2	0486150 / 5338585
Keller 3	0485849 / 5338731

Das Gebirge wurde gemäß DIN EN ISO 14689-1:2011-06 und Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses (ISRM, 1978) beschrieben. Folgende Parameter für die jeweiligen Trennflächen wurden aufgenommen: Raumlage, Abstand, Rauigkeit, Öffnungsweite, Vorhandensein eines Zwischenmittels und Verwitterungsgrad. Zum Vergleich der Einaxialen Druckfestigkeit der Trennflächenwandungen wurden diese, sofern möglich, mit einem RockSCHMIDT-Hammer geprüft (siehe Tabelle A-T7). Ergänzend wurde die Rauigkeit auf den Trennflächen mittels Profilometer aufgezeichnet. Die Q-Werte und Trennflächenrauigkeit haben aber rein informativen Charakter und gehen in die späteren Berechnungen nicht ein.

Ergänzend wurden einaxiale Druckversuche zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit (UCS) am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen durchgeführt. Dies ist insbesondere für die tieferen Einheiten der Impressamergel-Formation und Ornatenton-Formation unabdingbar, da diese am Plettenberg nicht aufgeschlossen sind. Für diese lithologische Einheit wurden die Hoek-Brown Parameter auf Grundlage der Erkundungsbohrungen abgeschätzt. Die Rock Quality Designation (RQD) Werte wurden anhand von Fotos der Bohrkern (s. Anlage 10 Pommerening et al. 2018) nach der Entnahme ermittelt.

Auf Grundlage der Geländebeobachtungen wurde das Gebirge gemäß des Rock Mass Rating System (RMR) nach Bieniawski (1989) klassifiziert (A-T10 und A-T11). Die resultierende Maßzahl, die sich aus Summation der Einzelpunkte hinsichtlich (1) Einaxialer Druckfestigkeit des Gesteins, (2) Rock Quality Designation (RQD), (3) Trennflächen-Abstand, (4) Zustand der Trennflächen und (5) Grundwasser ergibt, lässt eine Einteilung des Gebirges in Festigkeitsklassen zu (siehe Tabelle A-T12).

Die Daten der Felsaufnahme soweit diese Eingang in die Bewertung und Berechnungen finden in Anhang A dokumentiert. Am Aufschluss S2a2 konnten keine Messwerte aufgenommen werden, da dieser zum Zeitpunkt kein sicheres Arbeiten an der Wand möglich war. Es erfolgte eine Ansprache aus sicherem Abstand. In Tabelle A-T1 und Tabelle A-T2 werden die Vergabe der RQD-Werte auf Grundlage der mittleren Trennflächenabstände, in Tabelle A-T3 und Tabelle A-T4 die Vergabe der RMR-Punktzahlen für die Trennflächeneigenschaften und in Tabelle A-T5 und Tabelle A-T6 die berechneten GSI-Werte für die Aufschlüsse im Steinbruch und am Plettenkeller dokumentiert. Im nachfolgenden Kapitel wird zudem die Ableitung der für die Standsicherheitsberechnung relevanten gebirgsmechanischen Parameter näher erläutert. Ergänzend zum Gutachten von Pommerening et al. (2018) ist die Trennflächenverteilung in den Aufgenommenen Aufschlüssen in Abb. 6-1 und Abb. 6-2, sowie nach Aufschlüssen getrennt in den Tafeln A-8a bis A9b im Anhang A, dargestellt.

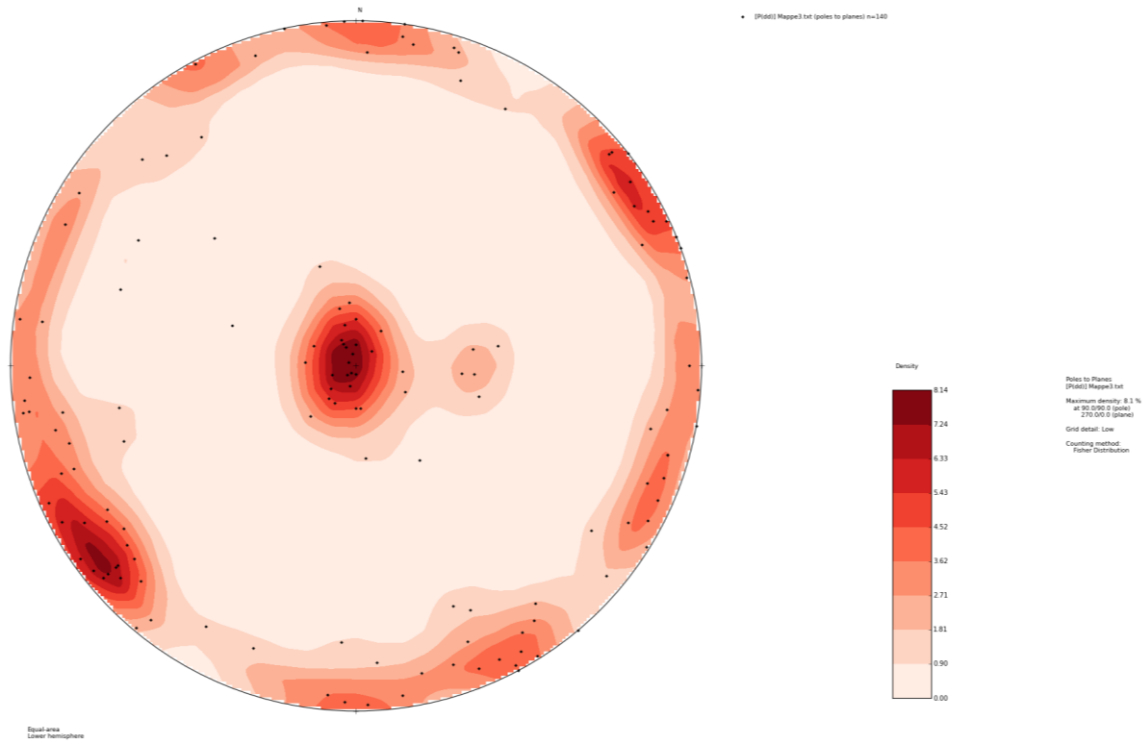


Abb. 6-1: Polpunktdarstellung der Trennflächen, die in den Aufschlüssen im Zuge der Felskartierung aufgenommen wurden. Der Dichtepol im Zentrum wird von den Schichtflächen gebildet, die randlichen Maxima von den steilstehenden Kluffflächen.

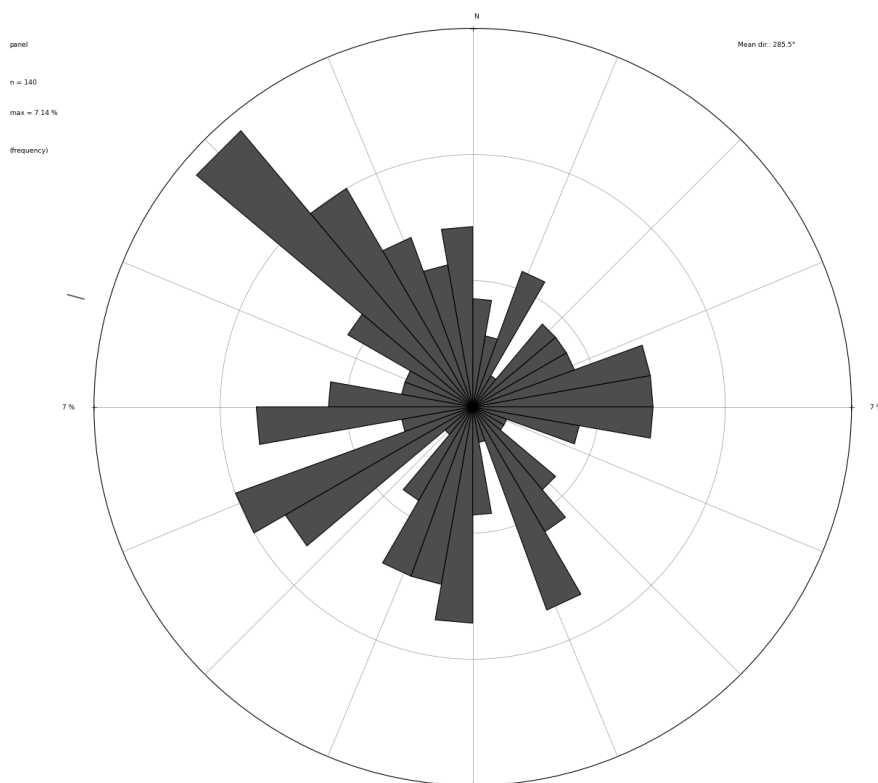


Abb. 6-2: Kluffrose der Trennflächen, die in den Aufschlüssen im Zuge der Felskartierung aufgenommen wurden. Es zeigen sich die dominanten Streichrichtungen NW-SO und das konjugierte System WSW-ONO für die Kluffsysteme.

7 Einfluss der Steinbrucherweiterung auf die Standsicherheit der Außenhänge

7.1 Stoffgesetze

Gemäß den ISRM Suggested Methods for Rock Failure Criteria sind das Mohr-Coulomb Kriterium und das Hoek-Brown Kriterium die meistgenutzten Bruchbedingungen in der Felsmechanik (Ulusay & Hudson 2012). Hierbei ist anzumerken, dass das Mohr-Coulomb Kriterium als erste Approximation für das Verhalten von Festgestein herangezogen werden kann (Labuz & Zang 2012). Das Hoek-Brown Kriterium bietet darüber hinaus die Möglichkeit das mechanische Verhalten des geklüfteten Gebirges anhand empirischer Verfahren zu beschreiben (Eberhardt 2012). Letztlich sind beides Stoffgesetze, die eine Annäherung an das mechanische Materialverhalten darstellen.

Der Plettenberg besteht aus einem wohl geschichteten, zerklüfteten Gebirge. Daraus resultierend muss das mechanische Verhalten eines Diskontinuums vorausgesetzt werden. Hierbei hängt das mechanische Verhalten der Gesamtmasse sowohl von den Gesteinseigenschaften, als auch der Trennflächeneigenschaften und dem Gefüge ab, was zu einem nichtlinear Verformungsverhalten führt. Dieses Verhalten wird im Allgemeinen durch eine nichtlineare gebogene Grenzbedingung abgebildet. Die Mohr-Coulomb'sche Bruchbedingung weist einen linearen Verlauf auf und gibt somit das Gebirgsverhalten bei niedrigen Spannungen (etwa von unter 1,5 MPa) nicht adäquat wieder. Hier kann es zu einer Überschätzung der Festigkeit entsprechend der Mohr-Coulomb Parameter kommen. Eine sinnvolle Festlegung von Mohr-Coulomb Parametern für Gebirge ist hier nur mittels (in-situ) Großversuchen möglich, bei denen ein repräsentatives Gebirgsvolumen in den für die Fragestellung relevanten Spannungsbereichen getestet wird. Die Dimensionen typischer Versuchsaufbauten reichen für das vorliegende Gebirge nicht aus um das Gebirgsverhalten zu erfassen und beinhalten auch immer zwangsläufig Skaleneffekte. Dennoch ist anzumerken, dass in der Praxis für vergleichbare Fragestellungen insbesondere in Deutschland tatsächlich beide Stoffgesetze Anwendung finden. In Regionen in denen Felsböschungen eine wesentlich größere Rolle spielen, wie Österreich, Skandinavien oder Nordamerika, wird in solchen Situationen meist das Hoek-Brown Kriterium verwendet. Da bei dieser Fragestellung nicht eine kleinskalige Böschung sondern ein großer Felsbereich untersucht werden soll, bei dem die größten Kluffkörper mehr als eine Magnitude kleiner sind als der Untersuchungsbereich, ist ein Diskontinuumsansatz wie Hoek-Brown hier als Stoffgesetz anzuwenden.

7.2 Ermittlung der Gebirgsparameter

Hinsichtlich der Ermittlung der Hoek-Brown Parameter wird der Ansatz von Hoek et al. (2002) zur Abschätzung über den Geological Strength Index (GSI) gewählt. Dies hat den Vorteil, dass größere Bereiche betrachtet werden können und nicht nur aus Punktwerten extrapoliert werden muss, sondern Werte an unterschiedlichen Stellen erhoben und verglichen werden können. Um einer möglichen Überschätzung der Festigkeit des Gebirges, wie in der Literatur verschiedentlich diskutiert, entgegen zu wirken, wird bei der Festlegung der Hoek-Brown Parameter ein sehr konservativer GSI gewählt (schlechtere Gebirgsqualität) und am Ende eine Parameterstudie angesetzt um die Sensitivität der Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen gegenüber den einzelnen Eingangsparametern abzuschätzen.

Das Hoek-Brown Kriterium stellt sich in seiner generalisierten Form (Hoek et al. 2002) wie folgt dar:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (7-1)$$

Der Materialparameter m_b und die Gebirgsparameter s und a ergeben sich wie folgt:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14 \cdot D}\right) \quad (7-2)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3 \cdot D}\right) \quad (7-3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (7-4)$$

Der Parameter m_i ist tabelliert (siehe z.B. Wyllie & Mah 2004) und wird entsprechend der Lithologie festgelegt, der Parameter σ_{ci} entspricht der einaxialen Druckfestigkeit des Gesteins. Der sogenannte Disturbance Factor D beschreibt die Auflockerung des Gebirges und reicht von 0 bis 1 (stark gestört).

Der Geological Strength Index (GSI) wird visuell abgeschätzt oder nach Hoek et al. (2013) berechnet. Die Berechnung erfolgt hierbei auf Grundlage des RQD Wertes und der Teilmaßzahl des RMR für die Eigenschaften der Trennflächen ($JCond_{89}$) gemäß folgendem Zusammenhang:

$$GSI = 1,5 \cdot JCond_{89} + RQD/2 \quad (7-5)$$

Der RQD kann nach Palmström (2005) wie folgt aus den Trennflächenabständen S_1 bis S_n (in m) berechnet werden:

$$RQD = 110 - 2,5 \cdot J_v \quad (7-6)$$

mit

$$J_v = \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + \frac{1}{S_3} + \dots + \frac{1}{S_n} \quad (7-7)$$

Zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit σ_{ci} der drei relevanten lithologischen Einheiten wurden am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen Versuche entsprechend der DGGT Empfehlung Nr. 1 (Mutschler 2004) durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-1 aufgelistet. Aufgrund der Spannbreite der Versuchsergebnisse werden in Bezug auf die Mittelwerte die abgeminderten Werte in der letzten Spalte für die Berechnungen angesetzt. Die Proben des Impressamergels wurden am unteren Ende des oberen Abschnitts der Formation, und somit am Übergang von kalkstein- zu mergelsteinbetont, aus den vorliegenden Bohrkernkisten entnommen und lithologisch zugeordnet. Aufgrund der Ähnlichkeit der unteren mergelbetonten Impressamergel und des oberen Ornatentons, wurden diese hinsichtlich der einaxialen Druckfestigkeit gleich eingestuft.

Tabelle 7-1: Einaxiale Druckfestigkeiten aus RWTH (2016).

Formation	Teilversuche (MPa)			Mittelwert (MPa)	Rechenwert (MPa)
Wohlgeschichtete Kalke	70,1	103,4	103,3	49,0*	75
Impressamergel (kalksteindominiert)	53,6	53,6		54	50
Ornatenton	49,8	37,6	47,1	45	40

* Bilder der Probe vor dem Versuch zeigen eine geschlossene Kluft entlang welcher anschließend im Versuch der Bruch auftrat (alle Werte für diese Formation liegen unter den von Homuth (2014) am Plettenberg ermittelten).

Wohlgeschichtete-Kalke-Formation (Oxford 2, Weißer Jura β)

Da für die Wohlgeschichtete-Kalke-Formation 12 Aufschlüsse detailliert aufgenommen wurden, kann für diese lithologische Einheit eine Klassifizierung gemäß RMR-System und daraus die Berechnung der Hoek-Brown Parameter erfolgen. Die nachfolgende Tabelle 7-2 zeigt, dass das Gebirge in Gänze der Festigkeitsklasse II zuzuordnen ist und demnach als „gutes Gebirge“ bezeichnet werden kann. Hierbei wurde komplett trockene Bedingungen angenommen. Die Spannbreite der Werte ergibt sich aus den unterschiedlichen Eigenschaften der einzelnen Trennflächen. Eine genaue Dokumentation findet sich in Anhang A. Unter Berücksichtigung der Einaxialen

Druckversuche und einem mittleren Tabellenwert für m_i werden die Hoek-Brown Parameter wie in Tabelle 7-3 dargestellt festgelegt.

Tabelle 7-2: RMR Festigkeitsklassen und GSI Werte der kartierten Aufschlüsse.

Aufschluss	RMR	Festigkeitsklasse	RQD (berechnet)	GSI (berechnet)
S1a1	67 bis 69	gut	56	61 bis 64
S1a2	71 bis 75	gut	85	76 bis 82 Ø 71
S1a3	66 bis 70	gut	90	66 bis 72
S2a1	68 bis 73	gut	76	66 bis 74 Ø 74
S2a3	69 bis 75	gut	83	72 bis 81
S3a1	70 bis 79	gut	72	70 bis 73 Ø 74
S3a2	72 bis 75	gut	98	73 bis 79
Am Trauf	64 bis 73	gut	73	59 bis 72 Ø 65
Plettenburg	65 bis 71	gut	75	64 bis 70
Keller 1	72 bis 78	gut	93	76 bis 85
Keller 2	68 bis 71	gut	83	70 bis 75 Ø 75
Keller 3	71 bis 73	gut	77	72 bis 75

Impressamergel-Formation (Oxford 1, Weißer Jura α)

Die Impressamergel-Formation im oberen Bereich unterscheidet sich am Plettenberg kaum von der darüber abgelagerten Wohlgeschichtete-Kalke-Formation. Als wesentliches lithologisches Unterscheidungsmerkmal treten vereinzelt bis zu 10 cm mächtige Mergellagen auf. Erst mit zunehmender Teufe werden diese häufiger.

Im Bereich des Plettenbergs sind nur die oberen kalksteindominierten Impressamergel direkt aufgeschlossen. Die tieferen mergeldominierten Bereiche sind durch Bohrungen erkundet worden. Daher wurden für die gesamte lithologische Einheit die Hoek-Brown Parameter auf Grundlage der Erkundungsbohrungen abgeschätzt. Die RQD-Werte wurden anhand von Fotos der Bohrkerne aus den Bohrungen B2015-1, B2015-2 und B2015-3 abgeschätzt. Mit Rücksicht auf die Zweiteilung der Impressamergel-Formation ergibt sich für den kalksteindominierten Bereich ein mittlerer RQD von 59,7 und für den mergeldominierten Bereich ein mittlerer RQD von 56,5. Aufgrund der geringen Abweichung wurde im Folgenden der mittlere RQD-Wert von 57 über alle drei Bohrungen der gesamten Formation verwendet. Zur Abschätzung der Materialparameter wurde die von Marinos & Hoek (2000) vorgeschlagene Tafeln zur Abschätzung des GSI für Kalksteine verwendet, die eine Eingrenzung auf typische Werte vorsieht (siehe Anhang, Abb. B-1). Die nummerierten grauen Bereiche stehen dabei für (1) massiges, (2) dünn-bankiges und (3) brekziöses Gebirge. Der für den Impressamergel visuell ermittelte RQD-Wert von 57 resultiert in der Einstufung „sehr

blockige Gebirgsstruktur“ und liegt damit in Bereich (1). Aufgrund der vielen dünnbankigen Mergellagen ist das Gebirge im Übergangsbereich zwischen „blockig/gestört/rissig“ und „sehr blockig“ anzusiedeln. Daher wird der GSI-Wert auf 45 festgelegt. Es ergeben sich somit die in Tabelle 7-3 aufgelisteten Parameter, wobei die Feuchtdichte an den Bohrkernen im Zuge der Einaxialen Druckversuche ermittelt wurde. An dieser Stelle sei nochmals darauf hingewiesen, dass der Parameter m_i tabelliert ist und entsprechend der Lithologie festgelegt wird. Es ist gängige Praxis den Mittelwert anzunehmen, da der Parameter sonst nur aus Triaxialversuchen zurückgerechnet werden kann. In Abschnitt 7.7 wird zudem der Einfluss von m_i auf weiterführend Standsicherheitsuntersuchungen gezeigt.

Tabelle 7-3: Hoek-Brown Parameter für die verschiedenen Lithologien am Plettenberg.

Formation	σ_{ci} (MPa)	GSI (-)	m_i (-)	ρ_w (g/cm ³)
Wohlgeschichtete Kalke-Formation	75	60	10	2,55
Impressamergel-Formation (kalksteindominiert)	50	45	7	2,55
Ornatenton-Formation	40	45	4	2,55

Ornatenton-Formation (Callov, Brauner Jura Zeta b ζ)

Wie für die Impressamergel-Formation werden die Hoek-Brown Parameter auf Grundlage der Bohrungen B2015-1, B2015-2 und B2015-3 abgeschätzt. Über alle drei Bohrungen ergibt sich ein mittlerer RQD-Wert von 71. Zur Abschätzung der Materialparameter wurde die von Marinos & Hoek (2000) vorgeschlagene Tafel zu typischen GSI Werten für Silt- und Tonsteine sowie Tonschiefer herangezogen (siehe Anhang, Abb. B-2). Die nummerierten grauen Bereiche stehen hier für (1) geschichtetes, foliiertes oder zerbrochenes Gebirge und (2) für zerschertes oder brekziöses Gebirge. Die Gebirgsstruktur im Ornatenton muss auf Grundlage des RQD-Wertes als „blockig“ eingestuft werden. Wie der Abb. B-2 aber zu entnehmen ist, kommen meist für Tonsteine und Tonschiefer GSI Werte von kleiner 45 vor. Daher wird auch hier ein konservativer GSI-Wert von 45 angenommen. In Tabelle 7-3 sind die Materialparameter zusammengefasst.

Hoek-Brown Parameter für die Festgesteinseinheiten am Plettenberg

Wie oben beschrieben sind aus den Felsaufnahmen die Hoek-Brown Parameter für die drei stratigraphischen Einheiten abgeleitet worden, wobei anzumerken ist, dass diese lithologisch eher 2 Einheiten entsprechen. Zudem sind bei den großräumigen Betrachtungen keine lokalen Auflockerungsfaktoren berücksichtigt worden. Zur Sicherstellung der Übersicht und Nachvollziehbarkeit der Daten erfolgen die Neuordnung und Zuordnung der Auflockerungsfaktoren in der Modellbildung.

Hangschutt

Für die Bereiche, in denen die Hänge aus Verwitterungs- bzw. Hangschutt aufgebaut sind, wird das Mohr-Coloumb Kriterium herangezogen, da dieses für Lockergestein bei reinem Scherversagen eine sinnvolle Approximation darstellt. Die Lockergesteinsauflage am Berg ist nicht homogen. In den oberen Lagen tritt verstärkt kalkiger Hangschutt aus den oberen, kalksteindominierten Schichten des Berges auf, der mit zunehmendem Abstand zum Trauf abnimmt. Insofern tritt häufig eine Mischung aus einer tonigen Matrix mit kalkigen Grobkörnern oder Steinen auf. Die Situation wird besonders am Plettenkeller, aber auch in anderen Lagen dadurch verkompliziert, dass es durch Massenbewegungen in der Vergangenheit zu Materialumlagerungen gekommen ist.

Da das Grobkorn v.a. stabilisierend wirkt, wird ein konservativer Ansatz gewählt, bei dem für die Lockergesteinsauflagen von einem tonigen und hinsichtlich des Scherverhaltens von der Matrix dominierten Lockergestein ausgegangen wird. Für die Scherparameter des Hangmaterials am Plettenberg stehen Ergebnisse aus direkter Scherversuchen von Garschagen (2016) zur Verfügung, welche in Tabelle 7-4 angegeben sind. Für die Berechnungen werden die schlechteren Werte der kritischen Scherfestigkeit angesetzt. Grundsätzlich ist festzustellen, dass am Hang im oberen Bereich Neigungswinkel von 43 - 33 °, im mittleren Hangbereich von 21° und im unteren von 14° auftreten, die darauf hindeuten, dass die Festigkeiten über den angegebenen Winkeln liegen müssen um standfest zu sein bzw. eine entsprechende Kohäsion angesetzt werden muss.

Tabelle 7-4: Materialparameter Hangschutt.

	Reibungswinkel (°)	Kohäsion (kN/m ²)
Spitzenscherfestigkeit	21,7	31,8
Kritische Scherfestigkeit	15,9	21,0

7.3 Modellbildung

Die räumliche Diskretisierung der Rechenmodelle wurde anhand des Geländemodells aus dem hydrogeologischen Gutachten des Büros Köhler & Pommerening (Pommerening et al. 2018) und Verschnitt mit der Abbauplanung erfasst. Hierzu wurden entlang der in Abb. 5-1 und Abb. 7-1 dargestellten Profillinien aus dem Geländemodell Profillinien extrahiert. Die Verortung der Profile erfolgt anhand der Kriterien, dass eine möglichst kurze Distanz zur Außenböschung in der jeweiligen Profilrichtung erfolgt und diese möglichst dem größten Gefälle der Außenböschung folgen.

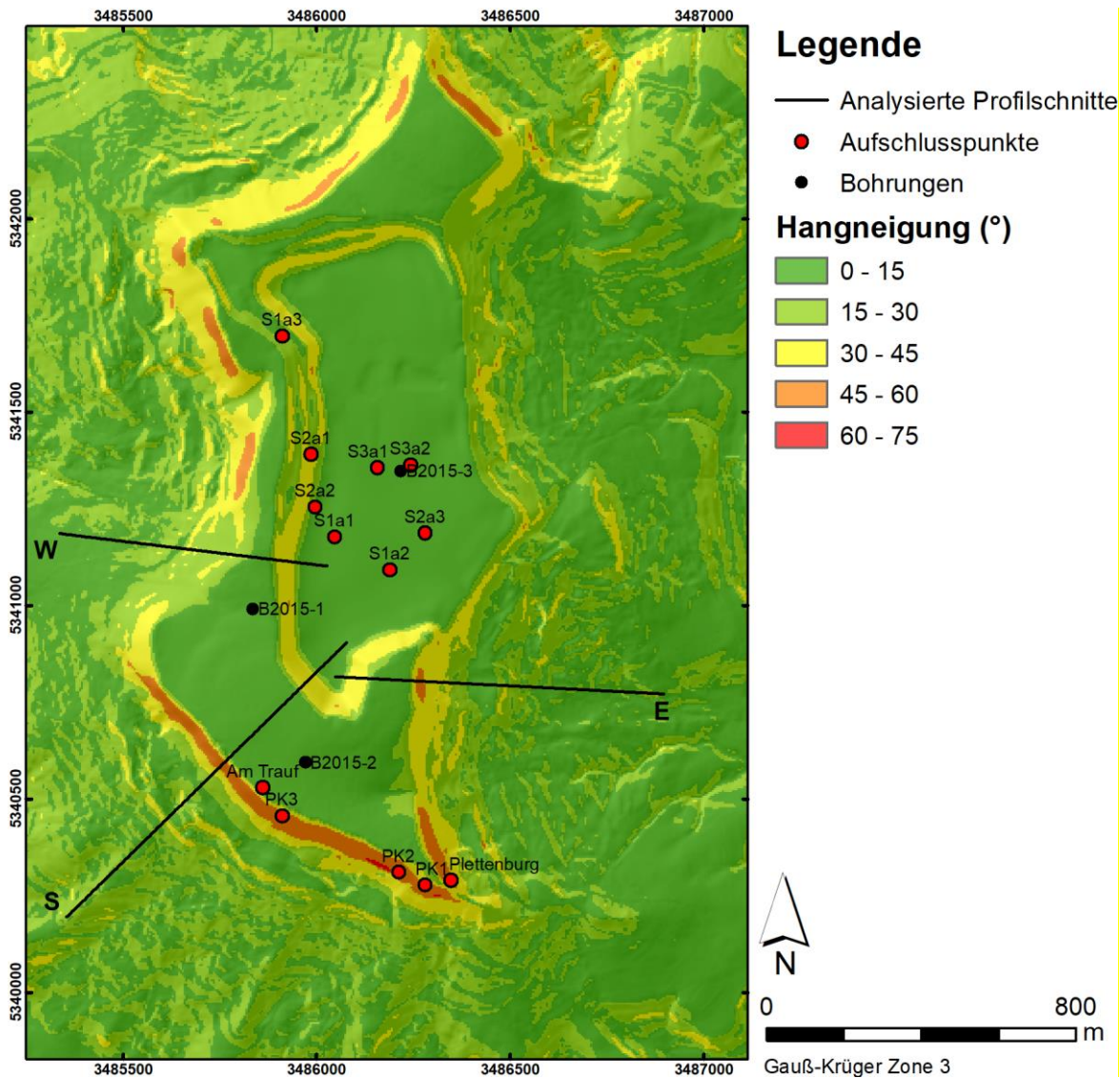


Abb. 7-1: Hangneigungen am Plettenberg und Lage der Profile.

Aus den Bohrungen B2015-1 bis -3 wird ersichtlich, dass die lithologischen Wechsel in etwa auf denselben Höhengniveaus zu finden sind. Es ergeben sich Einfallbeträge von weniger als 3°. Bei den während der Begehung aufgenommenen wechselnden Einfallbeträgen der Schichtung handelt es sich um lokale Erscheinungen, da die Schichtung großmaßstäblich unduliert. Dieses wird in Abbildung Abb. 7-2 deutlich. Die Schichtung im Modell wird daher als sählig angenommen.

In der Besprechung im LRA Zollern-Albkreis am 21.11.2016 wurde hinsichtlich der zu berücksichtigenden Höhe des Bergwasserspiegels besprochen, den höchsten in den 3 Bohrungen beobachteten anzusetzen. Dieser liegt ca. 10 m unterhalb der Basis der Wohlgeschichteten-Kalke-Formation auf 946,5 m NN (Pommerening et al. 2018). In den Berechnungen wurde dieser der Einfachheit halber ohne die hydrogeologische

Gliederung des Gebirges zu berücksichtigen an die Grenze zwischen Wohlgeschichteten-Kalke-Formation und der Impressamergel-Formation auf 955 m NN gesetzt. Diese konservative Betrachtung unabhängig von den gemessenen Werten berücksichtigt auch mögliche lokale Inhomogenitäten durch Durchlässigkeitsunterschiede. Dabei handelt es sich, wie bei dem beobachteten Wasserstand, um eine Extremsituation, die als zusätzliche Last im Gebirge wirkt und somit konservativ ist (s.a. Sensitivitätsanalyse in Kapitel 7.7). Die Verbesserung dieser Situation wegen der günstigeren Drainagesituation des Gebirgskörpers durch den Abbau wird auch in den Simulationen des Endzustands nicht berücksichtigt, sondern der Bergwasserstand auf dem Gebirgswasserzustand des Ausgangszustandes belassen.



Abb. 7-2: Undulierende Schichtung in Aufschluss S2a1.

Wie bereits beschrieben ist auch aus der dem Plettenkeller nächstgelegenen Bohrung B2015-2 deutlich ersichtlich, dass in der Impressamergel-Formation vom Top zur Basis der Mergel- und Tonsteinanteil zunimmt und wesentlich höher ist als in den darüber liegenden eher Kalkstein dominierten Bereichen. Der Übergang liegt bei ca. 935 m +NN. Da das Gebirge hier dem Ornatenton ähnelt, wurden in Absprache mit dem Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB) für den unteren Bereich des Impressamergels entsprechend die schlechteren Hoek-Brown Parameter des Ornatentons übernommen und bei den Berechnungen angesetzt.

Bei den Steilwänden am Plettenkeller handelt es sich um natürliche, der Erosion unterliegende Böschungen. Durch Verwitterung kommt es zu einer Auflockerung des Gebirgsverbandes in den Randbereichen der Böschungen. Diesem Phänomen wird durch die Annahme eines größeren Disturbance Factors D (Auflockerungsfaktor) im Hoek-Brown Kriterium Rechnung getragen. In der Tabelle 7-5 sind abschließend alle Gebirgsparameter zusammengefasst.

Tabelle 7-5: Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen mit dem Hoek-Brown Kriterium.

	σ_{ci} (Mpa)	GSI (-)	m_i (-)	D (-)	m_b (-)	s (-)	a (-)
Wohlgeschichtete Kalke	75	60	10	0	2,396510	0,01174360	0,502841
Wohlgeschichtete Kalke aufgelockert	75	60	10	1	0,574326	0,00127263	0,502841
Impressamergel kalksteinbetont	50	45	7	0	0,981792	0,00221808	0,508086
Impressamergel kalksteinbetont aufgelockert	50	45	7	1	0,137702	0,00010450	0,508086
Impressamergel mergelbetont	40	45	4	0	0,561024	0,00221808	0,508086
Impressamergel mergelbetont aufgelockert	40	45	4	1	0,078690	0,00010450	0,508086
Ornatenton	40	45	4	0	0,561024	0,00221808	0,508086

7.4 Untersuchungen

Um mögliche Versagensmechanismen im Vorfeld zu klären wird das Trennflächengefüge bewertet um qualitative Aussagen über möglicher Versagensfälle zu ermöglichen.

Um den Einfluss der Erweiterung auf die Standsicherheit der Außenhänge zu bewerten werden Vergleichsprofile in alle drei Böschungsrichtungen im Erweiterungsgebiet vor dem Abbau und zum Ende des Abbaus gerechnet. Dadurch kann der Einfluss der veränderten Geometrie auf die Standsicherheit bewertet werden. Bei diesen Untersuchungen wird der maximale Gebirgswasserstand auch im Endzustand an der Oberkante der Impressamergel-Formation fixiert (s. Erläuterungen in Kapitel 7.3). Da die Modelle die erforderlichen Geometrien für eine Bewertung von exemplarischen Innenböschungen enthalten werden diese ergänzend zu der verbalargumentativen Bewertung auch berechnet.

Um den Einfluss von Erdbeben zu untersuchen, werden die Beschleunigungsdaten des Albstatt-Erdbeben von 1978, welche über das Webinterface der European Strong-Motion Database (Ambraseys et al. 2002) frei zugänglich sind, ohne Dämpfung entsprechend dem Ansatz von Newmark (Newmark 1965) auf die Südwestböschung angewendet. Dort sind die ungünstigsten morphologische Situation (Steilheit des Geländes) und schlechtesten Gebirgsqualitäten beobachtet worden (vgl. Tabelle 7.2, GSI am Plettenkeller geringer als im Steinbruch) und entsprechend sind dort auch, wie auch im Folgenden dargestellt, die geringsten Sicherheiten zu erwarten.

Um den Einfluss von Sprengerschütterungen hinsichtlich ihres zusätzlichen Lasteintrages zu bewerten wird auf Kapitel 8 verwiesen wo diese als statische Lasten an einem Endzustand angesetzt werden. Hierzu ist anzumerken, dass statische Lasten ein ungünstigerer Fall sind, insbesondere, da Explosionserschütterungen bei weitem nicht ein so großes Erschütterungsspektrum und eine so große Dauer aufweisen wie Erdbeben. Außerdem überschreiten die Frequenzen den für Massenbewegungen relevanten Bereich von 0,5 bis 10 Hz. Der alternative dynamische Berechnungsansatz würde in situ Messungen der Beschleunigungen und Dämpfungen erfordern.

Ergänzend werden auch Änderungen des Hangwasserspiegels in den Rutschmassen unterhalb des Plettenkellers untersucht um die Beobachtungen aus historischen Beben zu prüfen.

In Anhang B, Abb. B-3, sind die letztendlich im Rechenmodell verwendeten Materialparameter zum Beleg als Screenshot aus der Software hinterlegt.

7.5 Kinematische Analyse

Hinsichtlich des Trennflächengefüges ist festzustellen, dass die Schichtung, wie sowohl in den Bohrungen als auch aus der Dichteauswertung des Stereoplots zu erkennen horizontal gelagert ist. Im Steinbruch sind aufgrund der Undulation der Schichtflächen lokale Verteilungen zu sehen, diese sind aber lokal und können nicht als räumliche Lagerungsänderung identifiziert werden. Je nach Auswertung ergeben sich Neigungen im Mittel von 1 bis 2 Grad in südliche oder östliche Richtung (s. Abb. 6-1). Generell gilt, dass Neigungen unterhalb von 5 Grad mechanisch zu vernachlässigen sind und entsprechend nicht als vorgegebene Gleitrichtung für ein planares Versagen gesehen werden können. Zudem deuten die sehr geringen Neigungen und deren Streuung um einen Pol auf ein zufälliges und nicht regelmäßiges Muster hin, insbesondere da die Richtungen vom Generaleinfallen der Alb abweichen. Neben den Schichtflächen ist das Gebirge noch durch 3-4 nahezu saigere Kluftsysteme, die

z.T. orthogonal aufeinander stehen, zerlegt (s.a. Abb. 6-1 und Abb. 6-2). Das Einfallen der Klüfte schwankt im Mittel zwischen 80° und 90° . Aus diesem Muster ergeben sich folgende Aspekte. Aufgrund des umlaufenden Hangs ergeben sich immer wieder Situationen in denen steilstehende Klüfte böschungsparell orientiert sind. In Abhängigkeit von Hanghöhe und Steilheit ist in diesen Situationen ein Kippen (Toppling) möglich. Dabei handelt es sich um ein lokales Ereignis, das sich aus der lokalen Situation ergibt. Einzig Kluftwasserschub durch ein Einstauen oder Frostschiebung sind hier als äußere dynamische Faktoren vorstellbar. Weiterhin kann es in sehr steilen Hanglagen und lokalen Verflachungen der Klüftung zur Unterschneidung der Hänge kommen. Aufgrund der Steilheit der Klüfte ist dies kein häufiges Problem da in den meisten Fällen die Klüfte steiler als die Böschung einfallen. Aufgrund der Geometrie handelt es sich aber auch hier um lokale Erscheinungen, die in Ihrer Größe begrenzt sind. Auch hier sind die oben beschriebenen dynamischen Einflussfaktoren, sowie die Gebirgsauflockerung als steuernde Faktoren zu sehen. Durch die Zerlegung des Gebirges in Kluftscharen besteht die Möglichkeit räumlichen Gleitens. Wie oben dargestellt liegen die Schichtflächen sölilig, weshalb auch ein Verschnitt mit diesen keine steiler einfallenden Lineare erlaubt, respektive Gleitvorgänge. Zudem wirkt die Undulation auf den Schichtflächen hinsichtlich größerer Gleitkörper stabilisierend, da es sich um eine Makrorauigkeit handelt. Bei den steilstehenden Kluftsystemen gibt es die Möglichkeit der Gleitkeilbildung. Für die Verschnittlineare gilt dasselbe wie beim ebenen Gleiten. Prinzipiell sind Situationen möglich in denen es kinematisch zum Versagen entlang des Verschnittlinears kommen kann. Aufgrund der Steilheit der Verschnittlineare ist aber auch hier mit lokal begrenzten Ereignissen zu rechnen, bei denen die lokale Situation an der Außenböschung eine Rolle spielt und nicht die Situation im rückwärtigen Gebirge. Zusammenfassend ergibt sich aus der Trennflächenanalyse die Möglichkeit von strukturellem Versagen an den Außenhängen des Plettenbergs. Aufgrund der söliligen Lagerung der Schichtflächen und sehr steilstehenden Kluftflächen ist davon auszugehen, dass es sich um lokale Effekte handelt, die nicht durch den rückwärtigen Gebirgskörper gesteuert werden. Hinsichtlich der dynamischen Lasten sind nur Einwirkungen durch Kluftwasserschub und Sprengerschütterungen denkbar.

Aufgrund der intensiven Zerlegung und geringen Neigung der Schichtung ist bei dem Gebirge vor allem die freie Ausbildung von auch gebogenen Gleitflächen relevant. Deshalb wurde die Gleitkreismethode zur Untersuchung der Standsicherheit des Gebirges angewendet. Parallele Untersuchungen zum Blockgleiten ergaben aufgrund der geringen Neigungen außergewöhnlich hohe Standsicherheitsbeiwerte (s. Anhang C). Im Folgenden wird auf die analytischen Standsicherheitsuntersuchungen eingegangen.

7.6 Analytische Untersuchungen

Die Standsicherheitsberechnungen wurden mit dem Programm *Slide v7.0* bzw. *Slide 2018* der Firma *Rocscience* durchgeführt. Mit dem geschichteten Gebirgsmodell sind 3 Profile, jeweils zum heutigen und dem Endzustand für statische Bedingungen berechnet worden. In der Tabelle 7-6 sind jeweils die schlechtesten globale Standsicherheitsfaktoren angegeben, wobei zwei Fälle unterschieden wurden: (1) der Gleitkreis schließt Festgestein mit ein und (2) der Gleitkreis liegt komplett im Lockergestein. Dies ist notwendig, da sich der Gleitkreis mit dem geringsten Sicherheitsfaktor (bei dem gegebenen Suchbereich für die Gleitkreismittelpunkte) immer rein im Lockergestein ausbildet, jedoch ebenso die Standsicherheit des Fels dargestellt werden sollte. Zudem wurde die Auswertung nach Janbu und Bishop betrachtet und jeweils nur das schlechteste Ergebnis der Übersichtlichkeit wegen in der Tabelle dargestellt. In Anhang C finden sich die entsprechenden graphischen Darstellungen der Ergebnisse.

Tabelle 7-6: Berechnete Standsicherheitsfaktoren an drei verschiedenen Profilschnitten vor und nach dem beantragten Abbau.

Profil/ Szenario	1. Fall Teils Festgestein		2. Fall Nur Lockergestein		
	heute	Endzustand	heute	Endzustand	
Hang Ost	Innenböschung	2,914 (#)			
	Außenhang	1,945 (#)	1,999 (#)	1,507 (*)	1,507 (*)
Hang West	Innenböschung		2,535 (#)		
	Außenhang	2,056 (*)	2,056 (*)	1,024 (*)	1,024 (*)
Hang Südwest (Plettenkeller)	Innenböschung		2,692 (#)		
	Außenhang	1,895 (#)	1,895 (#)	1,357 (*)	1,357 (*)

(*) = Janbu, (#) = Bishop

Die Daten zeigen, dass sich der Standsicherheitsfaktor vor und nach dem Abbau nicht unterscheiden würde. Dies war zu erwarten, da die Gleitkreise nicht bis zum Abbau zurückreichen und somit nicht erklärbar wäre, welche Laständerung durch den Abbau eintreten sollte. Für größere Gleitkreise steigen die Sicherheiten deutlich an. Zudem wären viele von diesen nur theoretisch möglich, da es mechanisch nicht erklärbar ist warum diese beim Eintritt in eine schwächere Gebirgseinheit sich unverändert fortsetzen sollten (s.a. Wyllie & Mah 2004). Einzig am Osthang tritt bei hohen Sicherheitsfaktoren im Festgestein in der zweiten Nachkommastelle eine vernachlässigbare Verbesserung (3%) auf.

Die Ergebnisse decken sich auch mit den theoretischen Erwartungen, dass durch den Abbau zunächst eine positive Veränderung zu erwarten ist, da die Lasten im treibenden Teil des potentiellen Bruchkörpers abnehmen würden. Da die schlechtesten Bruchkörper nicht bis in den Abbaubereich zurückreichen, kommt dieser Effekt nicht zum Tragen. Zudem ist durch die Änderung der Hanggeometrie und die neue Sohle an der Innenböschung ein Absinken des Gebirgswasserspiegels durch die verbesserte Drainagesituation sowie eine Begrenzung der Dynamik durch das geringere Rückhaltevolumen zu erwarten. Auch dies wirkt sich prinzipiell positiv auf die Standsicherheit aus, da die dynamischen Lasten durch das Wasser reduziert werden, die auch in der Vergangenheit als wesentlicher treibender Faktor gesehen wurden (s.o.). Da der Hangwasserstand nicht verändert werden sollte, wird dieser Effekt in den Berechnungen nicht sichtbar. Eine Veränderung der Drainagesituation hingegen, die zu einem erhöhten Wasserzutritt, insbesondere in die Impressamergel-Formation an den Rändern des Plettenbergs, führt, würde durch eine mögliche Erweichung und insbesondere bei entsprechendem Überstau erhöhte Infiltration zu einer Herabsetzung der Standsicherheit führen.

Tabelle 7-7: Berechnete Standsicherheitsfaktoren für unterschiedliche Szenarien.

Profil/ Szenario	Festgestein		Gesamt		
	heute	Endzustand	heute	Endzustand	
Erdbeben					
Hang Südwest (Plettenkeller)	Innenböschung		0,55 cm (*)		0,55 cm (*)
	Außenhang	5,33 cm (#)	5,33 cm (#)	18 cm (*)	18 cm (*)
Hohes GW Hangfuß (+ 5 m)					
Hang Südwest (Plettenkeller)	Innenböschung		2,692 (#)		2,692 (#)
	Außenhang	1,944 (#)	1,944 (#)	1,232 (*)	1,232 (*)
Erdbeben + Hohes GW (+ 5 m)					
Hang Südwest (Plettenkeller)	Innenböschung		0,91 cm (*)		0,91 cm (*)
	Außenhang	6,16 cm (*)	6,16 cm (*)	24,5 cm (*)	24,5 cm (*)

(*) = Janbu, (#) = Bishop

Hinsichtlich der Innenböschungen zeigt sich, dass diese ohne Lockergesteinsauflage standsicher sind. Dies gilt auch für die relativ schlechten, angenommenen Gebirgsparemeter, die eine tiefgründige Auflockerung von 20 m Mächtigkeit berücksichtigen. Die mobile Lockergesteinsauflage wurde nicht berücksichtigt. Diese dürfte im frischen Zustand als geschüttete Auflage Böschungen mit Winkeln bis zu 35° einnehmen. Statisch wird sich die Lockergesteinsauflage nicht negativ auf den tragenden Festgesteinskern der Innenböschung auswirken aufgrund der hohen Sicherheiten

und geringen Laständerungen. Die andere Lastverteilung über die Böschungsgeometrie kann sogar positiv wirken und eine stützende Wirkung auf den dahinterliegenden Gebirgskörper als Vorschüttung bzw. „shot-in-place buttress“ (In-Situ gesprengte Stützung) entfalten. Zudem werden bereits solche Böschungen im Rekultivierungsbereich erstellt und bisher sind keine negativen Einwirkungen festgestellt worden.

Tabelle 7-8: Tabelle mit Grenzen zur Bewertung der kritische Verschiebung (Newmark-Displacement) an Hängen (verändert nach Koltuk & Fernandez-Steeger 2014).

Quelle	Verschiebung (cm)	Gefährdung
California Geological Survey (2008)	0-15	Relevante Verformungen sind unwahrscheinlich
	15-100	Böschungsversagen
	> 100	Schadens-verursachende Bewegungen
Miles et al. (2009)	< 2	sehr niedrig
	2-5	niedrig
	5-10	moderat
	> 10	hoch
Jibson et al. (2011)	< 1	niedrig
	1-5	moderat
	5-15	hoch
	> 15	sehr hoch

Um den Einfluss eines potentiellen Erdbebens und den Einfluss der Sättigung auf das Rutschungsgeschehen in den Hängen unterhalb des Plettenkellers zu klären, sind noch drei zusätzliche Szenarien gerechnet worden (Tabelle 7-7). Im Falle eines Erdbebens wie dem 1978er Albstatt Erdbeben ohne Abstandskorrektur würde die heutige Böschung in einem Bereich belastet werden, der je nach Betrachtungen (Tabelle 7-8) einer moderate bis hohe Gefahr für das Auftreten von Massenbewegungen am Plettenkeller entspricht, unabhängig von Abbaustand im Steinbruch. Die Unterschiede ergeben sich aus den Interpretationen und den unterschiedlichen Datengrundlagen (die ausschließlich Ereignisse außerhalb von Europas umfassen). Von Jibson (2011) werden diese Klassifikationen und Grundlagen differenziert diskutiert. Weitgehend einheitlich sind die Autoren bei der Aussage, dass aber einer Newmark-Verschiebung von 15 cm Massenbewegungen wahrscheinlich sind. Nach Jibson (2011) betreffen die Klassen des California Geological Survey eher große Massenbewegungen, die nach Jibson eher kleine Flache Massenbewegungen und die in Miles Verwendeten Werte basierend auf den Arbeiten des Koautors Keefer in Kalifornien und dem Mississippi Tal. Weitere Arbeiten die das Materialverhalten fokussieren geben für Material mit strain softening 15 cm und für Material mit strain hardening 5 cm an. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Verformungen im Profil das

den Plettenkeller umfasst im Grenzbereich liegen, aber zu Massenbewegungen während bzw. nach dem Erdbeben erfasst wurden. Dies deutet darauf hin, dass zumindest keine größeren/schadhaften Ereignisse beobachtet wurden. Desweiteren wird durch den Abbau die Newmark-Verschiebung nicht verändert bzw. dieser hat keinen Einfluss auf deren Höhe, was entsprechend der oben dargelegten Argumente auch nicht zu erwarten ist.

Ein Ansteigen des Hangwasserspiegels im Fußbereich der Böschung hätte erwartungsgemäß einen Einfluss auf die Stabilität des Unterhangs und ggf. auch der Böschung am Plettenkeller. Auch dieses Verhalten kann im Modell beobachtet werden. Insofern stimmen die Modellbeobachtungen auch mit den oben dargelegten Beschreibungen zu Ursachen historischer Rutschungsereignisse am Plettenberg, Ortenberg und der Westalb überein.

7.7 Sensitivitätsanalyse

Um die Sensitivität der Berechnungen zu den Standsicherheitsuntersuchungen hinsichtlich der Eingabeparameter sichtbar zu machen wurden klassische Sensitivitätsbewertungen und Parameterstudien durchgeführt.

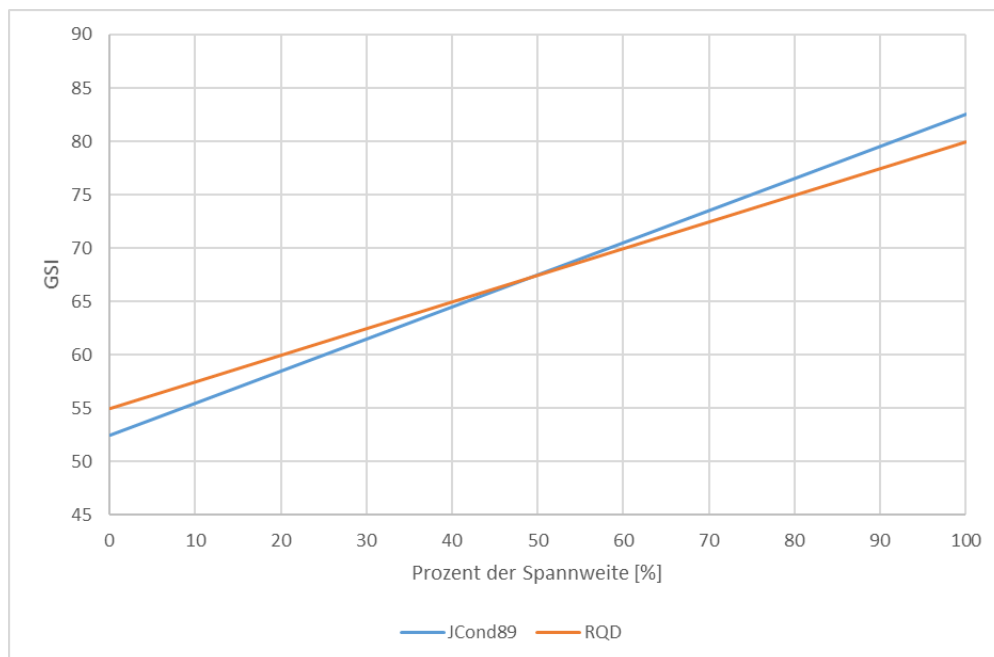


Abb. 7-3: Graphische Darstellung der Sensitivität des GSI gegenüber den Parametern zur Abschätzung der Gebirgsqualität RQD und JCond89.

Hinsichtlich des GSI ist oben dargelegt worden, dass dieser gestützt auf quantitative Parameter entsprechend Gleichung (5) abgeschätzt wird. Zur Betrachtung der Sensitivität des GSI gegenüber den quantitativen Eingabeparametern JCond89 für die

Trennflächeneigenschaften und RQD für den Zerlegungsgrad des Gebirges werden diese variiert und gegen den GSI geplottet (Abb. 7-3). Hierfür werden die beobachteten Mittelwerte von 20 beim JCond89 um +/- 10 Punkte und bei einem mittleren RQD von 75% um +/- 25% verändert. Die Änderung vom Minimalwert zum Maximalwert entspricht dabei 100 % Änderung. Die Graphen (s. Abb. 7-3) schneiden sich bei 50%, da für diesen Fall jeweils die Vergleichs-Mittelwerte von JCond89 (20) und RQD (75%) angenommen werden. In der Darstellung entspricht eine größere Steigung einer größeren Sensitivität. Somit kann festgestellt werden, dass der GSI geringfügig sensitiver gegenüber einer Änderung des JCond89 als gegenüber einer Änderung des RQD ist, was sich aus der unterschiedlichen Gewichtung in der Gleichung 5 ergibt.

Zur Veranschaulichung der Sensitivität von Modellrechnungen gegenüber den Eingabeparametern wurden Parameterstudien durchgeführt. Dafür wurden an einem Referenzmodell bei den Berechnungen jeweils 1 Parameter verändert und die anderen unverändert gelassen. Vorteil dieser Betrachtung ist, dass dieses Vorgehen einen Eindruck zu den Veränderungen bzw. dem Einfluss einzelner Parameter auf das Gesamtergebnis ermöglicht.

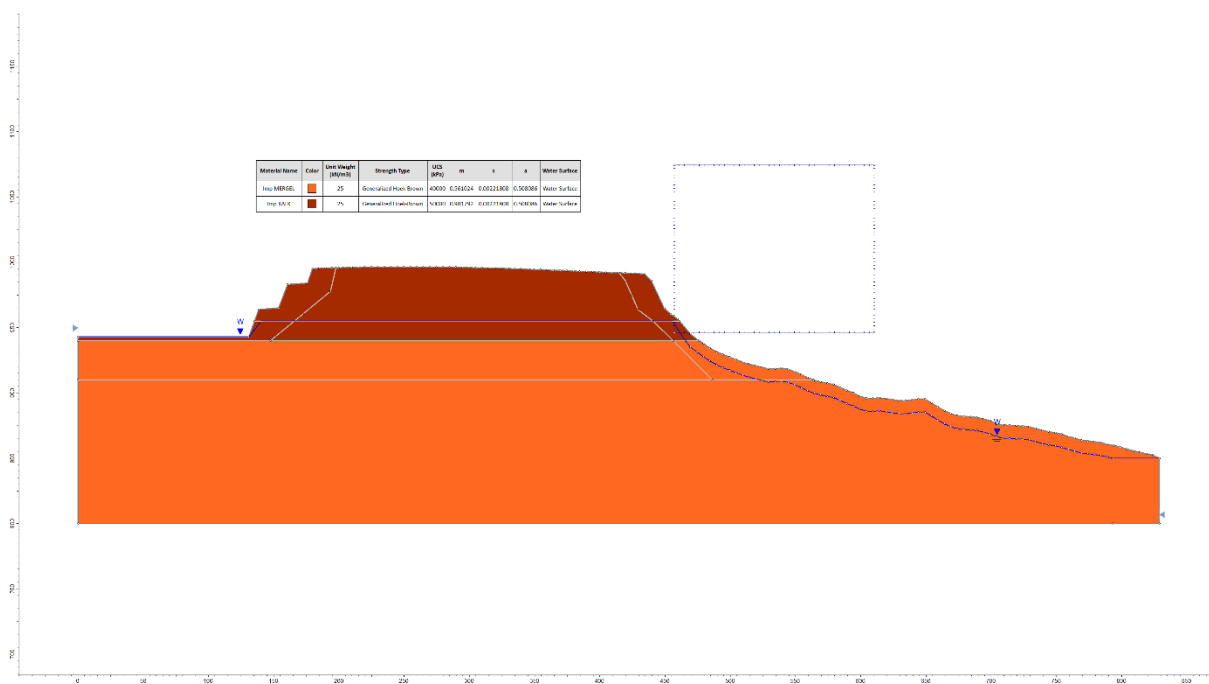




Abb. 7-4: Vereinfachtes Referenzmodell.

Diese Untersuchungen wurden anhand eines vereinfachten Referenzmodells für den Plettenkeller (Abb. 7-4) durchgeführt, in dem die Anzahl der Einheiten auf eine obere kalkdominierte Einheit entsprechend den Impressamergel-Formation und eine untere

mergeldominierte Einheit entsprechend der Ornatenton-Formation reduziert wurde (s.a.

Tabelle 7-9). Die Rechenparameter wurden dabei konservativ angesetzt. Die Locker-gesteinsauflage wurde vernachlässigt um die Auswirkungen auf den Gebirgskörper besser sichtbar zu machen. Um die Auswirkungen im geschichteten Modell besser abschätzen zu können wurden Parameterstudien für die beiden Einheiten getrennt durchgeführt. Als Referenzwert wird der globale Standsicherheitsfaktor (FoS) verwendet der die Standsicherheit als Grenzbedingung für den Wert 1 ausgibt. Größere Werte stehen für zusätzliche Sicherheitsreserven, kleinere indizieren einen instabilen Zu-stand.

Tabelle 7-9: Basisparameter für das Referenzmodell (kalkige Formation = Imp KALK, mergelige Formation = Imp MERGEL).

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	UCS (kPa)	m	s	a	Water Surface
Imp MERGEL		25	Generalized Hoek-Brown	40000	0.561024	0.00221808	0.508086	Water Surface
Imp KALK		25	Generalized Hoek-Brown	50000	0.981792	0.00221808	0.508086	Water Surface

Im Wesentlichen bestätigt die Sensitivitätsanalyse die Beobachtungen aus den Mo-dellen. Prinzipiell ist zu erkennen, dass die relativen Änderungen der Gebirgspara-meter sich nicht im gleichen Verhältnis auf die Standsicherheit auswirken (s. z.B. den Einfluss des GSI in Tabelle 7-10 und Tabelle 7-11). Die Parameterstudien zeigen zu-dem, dass die wesentlichen Faktoren die zu größeren Änderungen des FoS führen können der Gebirgsparameter GSI und der Auflockerungsfaktor D sind (s. Tabelle 7-10 und Tabelle 7-11). Anzumerken ist dabei, dass die Parameter jeweils für eine ganze Einheit geändert wurden, was zumindest beim Auflockerungsfaktor D unrealis-tisch ist. Hinsichtlich der angesetzten Dichten ist anzumerken, dass diese sich wie bereits angemerkt bei geringeren Werten eher positiv auf die Standsicherheit auswir-ken. Alleine wenn die Dichten in der überlagernden Schicht hoch bleiben und in der unterlagernden Schicht reduziert werden führt dies zu einer geringfügigen Ver-schlechterung. Dies liegt an der geringeren Kraft die der Fuß des Bruchkörpers durch die Reduktion der Gewichtskraft dem oberen schiebenden Teil des Bruchkörpers ent-gegensetzen kann. Dies gilt umso mehr je steiler die Scherfuge ist, was aber auch mit einer engeren räumlichen Begrenzung des Bruchkörpers einhergeht. Die Para-meter Einaxiale Druckfestigkeit (UCS) und der lithologieabhängige Parameter m_i ha-ben hingegen einen deutlich geringeren Einfluss auf die Standsicherheit, da der FOS wesentlich weniger sensible auch auf größere Änderungen reagiert. Für beide Para-meter ist die Sensitivität in den mergeligen Einheiten des Impressamergeln bzw. dem

Ornatenton höher. Bei den GSI-Werten fällt der stärkere Rückgang der Sicherheiten bei einer Herabsetzung auf 30 auf (s. Tabelle 7-10 und Tabelle 7-11). Dazu ist aber anzumerken, dass eine Änderung von 15 Punkten bereits mit einem Klassenwechsel verbunden ist. Zudem steht der Wert von 30 für eine schlechte Gebirgsqualität, die so am Plettenberg nicht beobachtet werden konnte. Tabelle 7-12 belegt nochmals den Einfluss der Gebirgswasserstände auf die Standsicherheit. Generell sind hohe Wasserstände mit geringeren Standsicherheitsfaktoren verbunden. Ohne weitere kritische Faktoren ist der Gebirgswasserstand aber alleine nicht als dominierender Faktor einzustufen. In allen Fällen in dem dieser mit geringen Sicherheitsfaktoren zusammen trifft, ist dieser aufgrund seiner höheren Dynamik als kritisch einzustufen.

Tabelle 7-10: Einfluss der Parametervariation in den kalksteindominierten Abfolgen auf den globalen Standsicherheitsfaktor des Referenzmodells.

Globaler Sicherheitswert					Gesteinsparameter Kalkstein					Hoek-Brown Parameter		
FoS	Δ	für GSI	Δ		UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]		[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2,40	-23%	30	-33%		50	2,5	30	7	0	0,328	0,0004189	0,5223
3,05	-2%	40	-11%		50	2,5	40	7	0	0,469	0,0012726	0,5114
3,12	0%	45	0%		50	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,22	3%	50	11%		50	2,5	50	7	0	0,671	0,0038659	0,5057
3,36	8%	60	33%		50	2,5	60	7	0	0,959	0,0117436	0,5028
FoS	Δ	für UCS	Δ		UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]		[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,06	-2%	40	-20%		40	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,09	-1%	45	-10%		45	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,12	0%	50	0%		50	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,15	1%	55	10%		55	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,18	2%	60	20%		60	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
FoS	Δ	für D	Δ		UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]		[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,12	37%	0	-100%		50	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
2,29	0%	0,7	0%		50	2,5	45	7	0,7	0,195	0,0003453	0,5081
1,67	-27%	1	43%		50	2,5	45	7	1	0,079	0,0001045	0,5081
FoS	Δ	für mi	Δ		UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]		[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,11	0%	5	-29%		50	2,5	45	5	0	0,281	0,0022181	0,5081
3,12	0%	7	0%		50	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,14	1%	9	29%		50	2,5	45	9	0	0,842	0,0022181	0,5081
3,16	1%	12	71%		50	2,5	45	12	0	0,982	0,0022181	0,5081
FoS	Δ	für Dichte	Δ		UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]		[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,12	0%	2,5	0%		50	2,5	45	7	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,24	4%	2,3	-8%		50	2,3	45	7	0	0,195	0,0003453	0,5081
3,45	10%	2,0	-20%		50	2,0	45	7	0	0,079	0,0001045	0,5081

Tabelle 7-11: Einfluss der Parametervariation in den mergelsteindominierten Abfolgen auf den globalen Standsicherheitsfaktor des Referenzmodells.

Globaler Sicherheitswert				Gesteinsparameter Mergelstein					Hoek-Brown Parameter		
FoS	Δ	für GSI	Δ	UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]	[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2,38	-24%	30	-33%	40	2,5	30	4	0	0,328	0,0004189	0,5223
2,84	-9%	40	-11%	40	2,5	40	4	0	0,469	0,0012726	0,5114
3,12	0%	45	0%	40	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,47	11%	50	11%	40	2,5	50	4	0	0,671	0,0038659	0,5057
3,62	16%	60	33%	40	2,5	60	4	0	0,959	0,0117436	0,5028
FoS	Δ	für UCS	Δ	UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]	[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2,82	-10%	30	-25%	30	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
2,98	-5%	35	-13%	35	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,12	0%	40	0%	40	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,26	4%	45	13%	45	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,40	9%	50	25%	50	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
FoS	\square	für D	Δ	UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]	[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,12	43%	0	-100%	40	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
2,19	0%	0,7	0%	40	2,5	45	4	0,7	0,195	0,0003453	0,5081
1,61	-27%	1	43%	40	2,5	45	4	1	0,079	0,0001045	0,5081
FoS	Δ	für mi	Δ	UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]	[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2,86	-9%	2	-50%	40	2,5	45	2	0	0,281	0,0022181	0,5081
3,12	0%	4	0%	40	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,28	5%	6	50%	40	2,5	45	6	0	0,842	0,0022181	0,5081
3,35	7%	7	75%	40	2,5	45	7	0	0,982	0,0022181	0,5081
FoS	Δ	für Dichte	Δ	UCS	Dichte	GSI	mi	D	mb	s	a
[-]	[%]	[-]	[%]	[Mpa]	[g/cm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
3,12	0%	2,5	0%	40	2,5	45	4	0	0,561	0,0022181	0,5081
3,09	-1%	2,3	-8%	40	2,3	45	4	0	0,195	0,0003453	0,5081
3,03	-3%	2,0	-20%	40	2,0	45	4	0	0,079	0,0001045	0,5081

Tabelle 7-12: Einfluss der Bergwasserstände in der Hochfläche und Flurabstand im Unterhang auf den globalen Standsicherheitsfaktor des Referenzmodells.

Globaler Sicherheitswert			
FoS	Δ	Bergwasserspiegel	Δ
[-]	[%]	[m]	[%]
3,12	0%	970	
3,18	2%	965	
3,25	4%	958	
FoS	\square	Flurabstand GOK	\square
[-]	[%]	[m]	[%]
3,12	0%	-10	
2,93	-6%	0	

7.8 Bewertung

Aus den Untersuchungen bestätigen sich die Geländebeobachtungen und Beschreibungen zu historischen Massenbewegungen am Plettenberg und in dessen Umgebung. Die Außenhänge weisen ein natürliches Rutschungspotential auf, das in der Vergangenheit und auch Zukunft immer wieder zu Massenbewegungen führen wird. Insbesondere in den flachen Hängen unterhalb der Steilstufe der Malm Kalke sind die Sicherheiten gering und bei Aufsättigung des Gebirges und/oder undrainierter Belastung durch zusätzliche Lasten wie Felssturzmaterial, kann es zur Aktivierung der alten Rutschmassen kommen.

Hinsichtlich der Erweiterung des Steinbruchs ist aus den Untersuchungen kein unmittelbarer Zusammenhang zwischen den lokalen Versagensereignissen an den Außenhängen und der Änderung der Geometrie des Gebirgskörpers zu erkennen. Grundsätzlich ist eine Reduktion der Spannungen durch die Entfernung von Massen (hinsichtlich Auflockerung gilt Kapitel 10) und die zumindest oberhalb des Grundwassers potentiell günstigere Entwässerung des verkleinerten Gebirgskörpers in zwei Richtungen eher positiv hinsichtlich der Standfestigkeit zu werten. Im Hydrogeologischen und Ingenieurgeologischen Fachgutachten (Pommerening et al. 2018) wird hierzu festgestellt, dass aufgrund der Tatsache, dass der Abbau oberhalb der Grundwasseroberfläche stattfindet, es zu keiner relevanten Änderung in der Grundwasserneubildung und -strömung kommt. Da die Topographie vom Geländescheitel zu Traufkante hin keiner Veränderung unterliegt ist auch bei einer zwischenzeitlichen Erhöhung des oberflächlichen Abflusses kein erhöhter Andrang von Oberflächenwasser im Bereich der Außenböschungen zu erwarten. Entsprechend ist keine Erhöhung des Sickerwasseranfalls und der Wassermengen an den Außenhängen durch den Abbau zu erkennen und somit hier zunächst kein negativer Einfluss zu erwarten. Hinsichtlich der Auflockerung wird auf Kapitel 10 verwiesen. Weiterhin können zusätzliche dynamische Lasten durch Sprengungen eine Rolle bei Felsablösungen spielen, wobei durch die Sprengstoffmenge auch das Aktivierungspotential begrenzt wird.

Unabhängig von der Entwicklung des Steinbruchs scheinen die Drainagesituation bzw. der Einfluss des Wassers auf die tieferen Schichten (untere Impressamergel- und Ornatenton-Formation) der kritische Faktor hinsichtlich der Standsicherheit der Außenhänge am Plettenberg zu sein. Dabei ist sowohl die Veränderung der Hanggeometrie z.B. durch Rutschungen am Fuß der Steilhänge als Auslöser möglich, als auch ein Aufweichen bzw. Versagen der Mergelschichten an der Basis unter dem Einfluss des Wassers. Insofern ist der Drainagesituation an den Außenböschungen, insbesondere am Fuß der Steilstufen, unabhängig von der Steinbrucherweiterung

besondere Beachtung zu schenken. Für Felsablösungen aufgrund strukturellen Versagens gilt dies nur zum Teil. Diese sind dann allerdings auf isolierte lokale Bedingungen zurückzuführen.

8 Erschütterungen

8.1 Methode und Eingangsparameter

Prinzipiell ist anzumerken, dass es keine verbindlichen Regelungen, geprüfte Fallstudien oder Empfehlungen in Deutschland für die Untersuchung und Bewertung der Sprengwirkungen auf natürliche Böschungen gibt. Konkret lässt sich nach einer Literatursuche feststellen, dass die Einwirkung von Sprengerschütterungen auf Fels kein Gegenstand der praktischen und akademischen Forschung ist. Auch international gibt es hierzu nur Einzelfälle in denen entsprechende Untersuchungen bei einer konkreten Gefährdung umgesetzt wurden. In der relevanten deutschsprachigen Literatur zu Bodendynamik, z.B. Studer et al. (2007), oder dem sicher umfassendsten Standardwerk zur Sprengtechnik dem ISEE Blaster's Handbook von Stiehr & Dean (2011) finden sich keine Anmerkungen und Hinweise für eine Umsetzung, noch wird der Einfluss von Sprengerschütterungen auf Festgesteinsböschungen angesprochen. Gründe hierfür sind, dass wesentliche Teile der Energie bereits an der Sprengstelle abgebaut werden und die Erschütterungswirkung sich exponentiell über die Entfernung abbaut. Das bedeutet, dass nur eine Ableitung über bestehende Regelungen zu Erdbeben und Erschütterungsprognosen möglich ist. Hierzu muss aber angemerkt werden, dass die Erschütterung einer Böschung durch seismische oder sprengtechnische Anregung durchaus unterschiedlich zu bewerten ist. Durch die kugelförmige Ausbreitung und die geringe Entfernung zum Einwirkungsort wird nicht die gesamte Böschung gleichmäßig angeregt bzw. die Einwirkungen sind nicht überall in der Böschung gleich, sondern reduzieren sich auch hier noch je nach Abstand zur Erschütterungsquelle. Insofern liegt eine Betrachtung bei der eine Anregung durch ein Erdbeben der einer Sprengung gleich gesetzt wird auf der sicheren Seite. Außerdem muss angemerkt werden, dass die Böschung in den Jahren 1911, 1943 und 1978 bereits Erdbeben mit Lokalmagnituden ML zwischen 6,1 und 5,6 bzw. Intensitäten von VII-VIII (Grünthal & Walström 2003) ausgesetzt war, die zu den stärksten Erdbeben in den letzten 200 Jahren in Deutschland gehören (Leydecker 2011). Für keines dieser Ereignisse finden sich dokumentierte Massenbewegungen am Plettenberg (Kaynia 2008). Nur für das Beben im November 1911 ist eine Massenbewegung in Margrethausen in der Nähe des Epizentrums bei Albstadt dokumentiert (Bell 2007, Landesarchiv Baden-Württemberg 1911).

Aufgrund des hohen Abstandes der derzeitigen Abbaugrenze zum möglichen Einwirkungsort sind viele Seiteneffekte auf die Wellenausbreitung und damit die Dämpfung der Wellen möglich. Gleichzeitig sind die Messorte aus dem Sprenggutachten relativ weit vom Sprengort entfernt, so dass eine Extrapolation auf die kürzeren Distanzen aufgrund der exponentiellen Wirkung der Dämpfung zu erheblichen Fehlern führen

kann. Deshalb macht derzeit eine experimentelle Ermittlung der In-Situ Dämpfungsparameter wenig Sinn. Aus diesem Grund erfolgt die Prognose der Erschütterungen anhand der im Sprengwesen üblichen empirischen Gleichungen. Die dabei abgeschätzten Schwinggeschwindigkeiten werden dann in Beschleunigungen umgerechnet. Die dabei auftretenden Beschleunigungswerte werden mit den Anforderungen aus dem Eurocode 8 bzw. der DIN EN 1998-1 für die am Plettenbergrelevanten Erdbebenzonen verglichen.

Für die voraussichtliche Einwirkung von Sprengerschütterungen wird die maximal ankommende Schwinggeschwindigkeit v_i herangezogen und zusammen mit ihrer begleitenden Frequenz betrachtet.

Die zu erwartende vorherrschende Frequenz kann gemäß dem Gutachten des Büro für Geophysik (2018) nach folgender Gleichung überschlägig abgeschätzt werden

$$f = 1500 \cdot R^{-0,75} \quad (8-1)$$

wobei R die Minimalentfernung zwischen der Oberkante der Böschung des Plettenberges und der der maximal anvisierten Oberkante des erweiterten Steinbruchs darstellt.

Für die zu beurteilende Erweiterungsfläche des Steinbruchs in Dotternhausen auf dem Plettenberg ergibt sich somit

$$f = 1500 \cdot 250^{-0,75} = 24 \frac{1}{s} \quad (8-2)$$

Die zu erwartenden Schwinggeschwindigkeiten wurden nach den in Kumar et al. (2016) aufgeführten Modellansätzen berechnet. Sämtliche Schwinggeschwindigkeiten der nach Kumar et al. (2016) berechneten Modellansätze befinden sich im Spektrum der üblicherweise gebräuchlichen Verfahren (Schillinger & Stadlober 2014). Daher werden im Folgenden nur die üblicherweise gebräuchlichen Verfahren dargestellt, mit denen die Schwinggeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom anstehenden Gebirge vorab bestimmt werden können. Diese Verfahren basieren auf der Abstands Mengen Beziehung, wobei R dem Abstand in Meter und Q der Ladungsmenge in Kilogramm entspricht.

Die Schwinggeschwindigkeiten wurden für eine Ladungsmenge von $Q = 180$ kg bei einem Endabstand zur natürlichen Böschung des Plettenbergs von $R = 250$ m bestimmt. Die Ergebnisse sind in

Tabelle 8-1 aufgelistet.

A: Kochsche Formel (Schillinger & Stadlober 2014):

$$v_i = k \cdot \frac{\sqrt{Q}}{R} \quad (8-3)$$

Die nach (8-3) bestimmten Werte wurden für unterschiedliche, für Kalkstein repräsentative Bodenfaktoren k bestimmt, die in der Literatur (Schillinger & Stadlober 2014) als auch im Entwurf der neuen österreichischen Bergbau-Sprengverordnung zu finden sind.

B: Erschütterungszahlverfahren (Schillinger & Stadlober 2014; Mohamed & Mohamed 2013; BlastCom GmbH 2003):

$$v_i = k \cdot Q^b \cdot R^m \quad (8-4)$$

Die nach (8-4) bestimmten Werte wurden für unterschiedliche, für Kalkstein repräsentative Werte k (Bodenfaktor), b und m (empirisch ermittelte Kennzahlen aus Schwinggeschwindigkeits-messungen) bestimmt, die in der Literatur (Schillinger & Stadlober 2014; BlastCom GmbH 2003; Lüdeling & Hinzen 1986) und im Entwurf der neuen österreichischen Bergbau-Sprengverordnung zu finden sind.

Dies ist auch das Verfahren nach welchem im spreng- und erschütterungstechnischen Gutachten (Büro für Geophysik 2018) die Schwinggeschwindigkeit ermittelt wurde. Für die o.g. ungünstigste Abstands-Mengen Beziehung ergibt sich somit

$$\hat{v}_i = 138 \cdot Q^{0,67} \cdot R^{-1,32} = 3,05 \frac{mm}{s} \quad (8-5)$$

Die hierbei ermittelte Schwinggeschwindigkeit \hat{v}_i gibt nach dem Gutachten des Büro für Geophysik (2018) allerdings die an einem Gebäudefundament gemessenen Schwinggeschwindigkeit wieder. Gemäß Studer et al. (2007) können hier Übertragungsverluste vom Boden zum Bauwerk von 20 bis zu 40% auftreten. Entsprechend lässt sich für den Boden analog aus dem Sprenggutachten folgende maximale Schwinggeschwindigkeit abschätzen.

$$v_{i,max} = \frac{\hat{v}_i}{0,6} = 5,08 \frac{mm}{s} \quad (8-6)$$

C: Scaled Distance (Schillinger & Stadlober 2014):

$$SD = \frac{R}{\sqrt{Q}} \quad (8-7)$$

Die nach (8-7) bestimmten Werte nehmen mit zunehmender Reichweite zu. Für eine Entfernung von $R = 100$ m ergibt sich z.B. ein SD- Wert von $7,5 \text{ m/kg}^{0,5}$ für eine Entfernung von $R = 250$ m ergibt sich ein SD- Wert von $18,6 \text{ m/kg}^{0,5}$.

$$SD_{R=250} = \frac{250}{\sqrt{180}} = 18,6 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{0,5}} \quad (8-8)$$

Vergleicht man diese SD-Werte mit den in

Tabelle 8-1 prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten, so lässt sich gemäß Kumar et al. (2016) eine exponentielle Verringerung der Schwinggeschwindigkeit mit zunehmenden Abstand vorhersagen (Abb. 8-1).

Mit diesen SD-Werten können über folgende Gleichung (8-9) ebenfalls direkt Schwinggeschwindigkeiten abgeleitet werden.

$$v_i = k \cdot \left[\frac{R}{\sqrt{Q}} \right]^{-\beta} = k \cdot SD^{-\beta} \quad (8-9)$$

Die nach (8-9) bestimmten Werte wurden für unterschiedliche Grenzwerte, die in der Literatur gegeben sind, bestimmt (Schillinger & Stadlober 2014).

Tabelle 8-1: Bestimmung der Schwinggeschwindigkeiten.

Verfahren	Bodenfaktor	Schwinggeschwindigkeit v_i in mm/s
	k = 60	3,3
Koch'sche Formel (Schillinger & Stadlober 2014)	k = 80	4,3
	k = 140	7,5
Erschütterungszahlverfahren (Schillinger & Stadlober 2014; BlastCom GmbH 2003; Lüdeling & Hinzen 1986)	k = 646; b = 0,59; m = -1,52	3,2
	k = 969; b = 0,60; m = -1,50	5,6
Skalierte Distanz-Verfahren (SD) (Schillinger & Stadlober 2014)	k = 172; $\beta = 1,6$	1,6
Gutachten (Büro für Geophysik 2018)	k = 138; b = 0,67; m = -1,32	v_{i_max} bis 5,08

8.2 Prognose der Einwirkung durch Erschütterungen und Erdbeben auf die Standsicherheit am Plettenberg

Die Bandbreite der prognostizierten Schwinggeschwindigkeiten reicht somit von $v_{i_min} = 3,2$ mm/s bis $v_{i_max} = 7,5$ mm/s in 250 m zum Explosionszentrum für den SD-Wert von $18,6 \text{ m/kg}^{0,5}$ (Gleichung 8-8). Gemäß Abb. 8-1 (links) entspricht diese Bandbreite den experimentell und empirisch bestimmten Modellen.

Der Anhaltswert zur Vermeidung erheblicher Belästigungen der Menschen durch Sprengerschütterungen liegt gemäß dem Gutachten des Büro für Geophysik (2018) bei $v_i = 14,0$ mm/s. Dieser Grenzwert wird für sämtliche Berechnungsmethoden erreicht.

Gemäß Petri (2005) ist für die Prognose von Sprengerschütterungen nach Koch in Kalkstein mit einem Bodenfaktor von $k = 80$ zu rechnen. Wie aus ersichtlich wird liegt die hierbei auftretende Schwinggeschwindigkeit deutlich unterhalb der im Gutachten des Büro für Geophysik (2018) genannten, tolerierbaren Schwinggeschwindigkeit. Nach DIN 4150 Teil 3 gelten für besonders erschütterungsempfindliche Bauten 3 - 8 mm/s und Wohngebäude 5 – 15 mm/s als Grenzwerte (s. Tabelle 8-2). Diese Werte werden deutlich unterschritten.

Tabelle 8-2: Frequenzabhängige Anhaltswerte für tolerierbare Schwinggeschwindigkeiten an Fundamenten (Verändert aus DIN 4150 Teil 3).

Gebäudeart	Frequenzabhängige Anhaltswerte am Fundament für $v_{i, \max}$ in mm/s		
	1 - 10 Hz	10 - 50 Hz	50 - 100 Hz
Wenig empfindliche Bauten wie Industriebauten	20	20 - 40	40 - 50
Wohngebäude oder gleichartige Bauten	5	5 - 15	15 - 20
Erschütterungsempfindliche Bauten oder Bauten unter Denkmalschutz	3	3 - 8	8 - 10

Die in

Tabelle 8-1 aufgeführten Schwinggeschwindigkeiten v_i können gemäß Stiehr & Dean (2011) mit der nach Gleichung (8-1) bestimmten reichweitenabhängigen Frequenz f (für R 250 m $\rightarrow f = 24$ Hz) wie folgt in Schwingbeschleunigungen a_i umgerechnet werden:

$$a_i = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot v_i \quad (8-10)$$

Anhand der Schwingbeschleunigungen a_i kann der Beiwert für die Teilchenbeschleunigung a_g (Stiehr & Dean 2011), welcher mit dem Horizontalbeschleunigungsbeiwert k_h gleichzusetzen ist wie folgt berechnet werden:

$$a_g = k_h = \frac{a_i}{g} \quad (8-11)$$

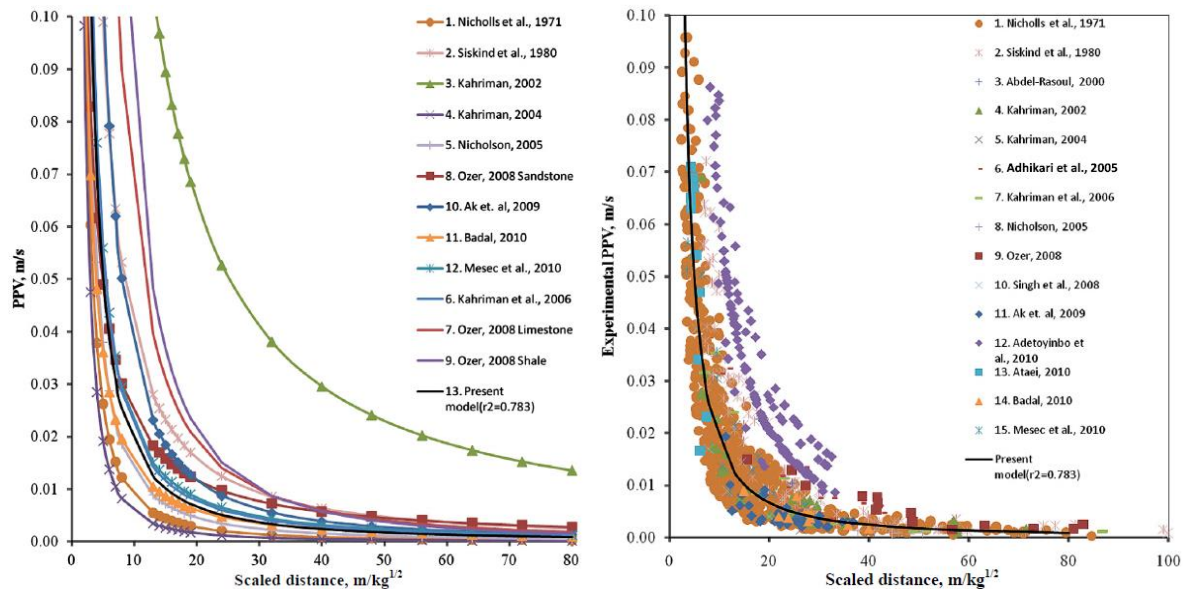


Abb. 8-1: Experimentelle v_i (links) und Vergleich empirischer Modelle (rechts). Aus Kumar et al. (2016).

In Tabelle 8-3 sind die nach (8-11) bestimmten Horizontalbeschleunigungsbeiwert k_h aufgeführt. Die Bandbreite der prognostizierten Horizontalbeschleunigungsbeiwerte k_h einer Böschung mit Abstand $R = 250$ m zur Ladungsmenge $Q = 180$ kg, reicht somit von $k_{h-min} = 0,05$ bis $k_{h-max} = 0,11$.

Die Wirkung von Erdbeben auf Böschungen wird mittels pseudo-statischer Verfahren durchgeführt, welche die horizontale Erdbebenbeschleunigung a_h berücksichtigt. Die vertikale Erdbebenbeschleunigung wird nicht berücksichtigt, da diese nur in etwa zwei Drittel der horizontalten Erdbebenbeschleunigung ausmacht.

Um bei Standsicherheitsbetrachtungen der hier betrachteten Böschungen eine Erdbebenlast ansetzen zu können muss basierend auf den Grundlagen von DIN EN 1998-1/NA ein regional spezifischer Horizontalbeschleunigungsbeiwert k_h nach folgender Formel bestimmt werden:

$$k_h = \frac{S_e}{g} \quad (8-12)$$

wobei S_e dem Spektralwert aus dem untergrundabhängigen elastischen Antwortspektrum und g der Erdbeschleunigung entsprechen.

Für die Böschungen am Plettenberg gelten gemäß DIN EN 1998-1/NA und Landesvermessungsamt Baden-Württemberg (2005) folgende Festlegungen:

- Baugrundklasse A (unverwitterte Festgesteine),
- Untergrundklasse R (Gebiete mit felsartigem Untergrund),
- Erdbebenzone 2 und 3.

Tabelle 8-3: Bestimmung der Horizontalbeschleunigungsbeiwerte k_h für Sprengungen.

Verfahren	Bodenfaktor	k_h (R = 250 m)
Koch'sche Formel (Schillinger & Stadlober 2014)	$k = 60$	0,05
	$k = 80$	0,07
	$k = 140$	0,11
Erschütterungszahlverfahren (Schillinger & Stadlober 2014; Blast-Com GmbH 2003; Lüdeling & Hinzen 1986)	$k = 646; b = 0,59; m = -1,52$	0,05
	$k = 969; b = 0,60; m = -1,50$	0,08
Skalierte Distanz-Verfahren (SD) (Schillinger & Stadlober 2014)	$k = 172; \beta = 1,6$	0,02
Gutachten (Büro für Geophysik 2018)	$k = 138; b = 0,67; m = -1,32$	0,07

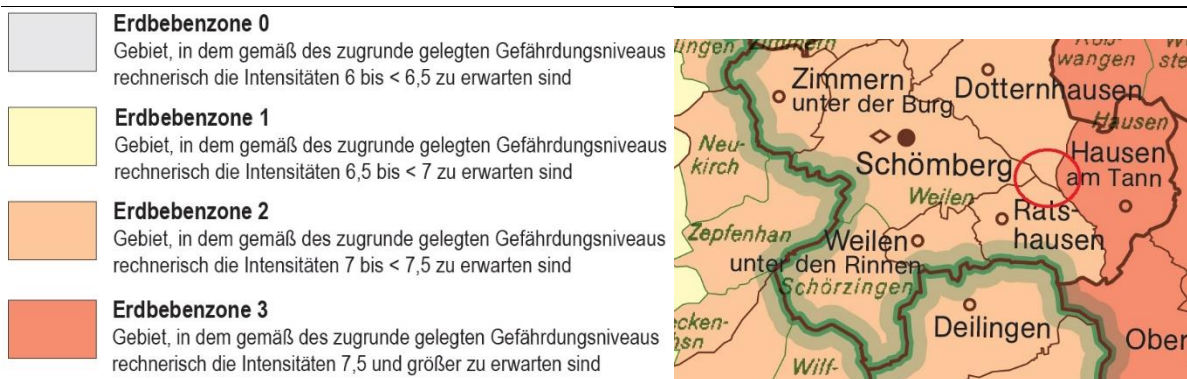


Abb. 8-2: Böschungen am Plettenberg der Erdbebenzone 2 und 3 (Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 2005).

Für die zu beurteilende Erweiterungsfläche des Steinbruchs in Dotternhausen auf dem Plettenberg gelten somit die Untergrundverhältnisse A-R. Für die östliche Böschung (siehe Abb. 8-2) ist somit eine Bodenbeschleunigung von $a_{gR0} = 0,8 \text{ m/s}^2$ (Erdbebenzone 3) zu berücksichtigen. Für die südwestliche Böschung wird gemäß Abb. 8-2 eine Bodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,6 \text{ m/s}^2$ (Erdbebenzone 2) angesetzt.

Mit diesen Randbedingungen wird der benötigte Spektralwert S_e für das entsprechende untergrundabhängige elastische Antwortspektrum bestimmt. Die Berechnungen werden für den maximal möglichen Spektralwert S_e , welcher im Plateaubereich der Eigenperioden $T_B \leq T \leq T_C$ zu finden ist, durchgeführt. Die entsprechende Formel lautet wie folgt:

$$S_e(T) = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (8-13)$$

wobei a_{gR} der Bodenbeschleunigung, S dem Untergrundparameter ($S = 1$ für die vorliegenden Untergrundverhältnisse A-R), η dem Dämpfungs-Korrekturbeiwert ($\eta = 1$ für die anzusetzende viskose Dämpfung) und η_1 dem Bedeutungsbeiwert in Abhängigkeit der Bedeutungskategorie ($\eta_1 = 1,0$ für die anzusetzende Bedeutungskategorie II) entspricht. Somit vereinfacht sich (8-13) wie folgt:

$$S_e(T) = a_{gR} \cdot 2,5 \quad (8-14)$$

Aus Gleichung (8-14) ergeben sich die in Tabelle 8-4 aufgeführten Spektralwerte aus dem untergrundabhängigen elastischen Antwortspektrum und die nach Gleichung (8-12) berechneten Horizontalbeschleunigungsbeiwerte k_h für die durchgeführten Stand sicherheitsberechnungen.

Tabelle 8-4: Bestimmung der Horizontalbeschleunigungsbeiwerte k_h für Erdbeben.

Erdbeben- zone	Referenzwert der Bodenbeschleunigung a_{gR} in m/s^2	Elastisches Antwortspektrum $S_e(T)$ in m/s^2	Horizontalbeschleu- nungsbeiwert k_h
2	0,6	1,5	0,15
3	0,8	2,0	0,20

Die für die jeweiligen Böschungen zu berücksichtigende Erdbebenlast E wird dann wie folgt bestimmt:

$$E = k_h \cdot G \quad (8-15)$$

wobei G dem Eigengewicht des vordefinierten Bruchkörpers entspricht.

Wenn die entsprechenden Horizontalbeschleunigungsbeiwerte als Last nach dem pseudostatischen Ansatz bei Erdbebenlasten auf die Böschung am Plettenkeller angewendet werden ergeben sich folgende Globalstandsicherheitswerte (Tabelle 8-5):

Der aufgrund von möglichen Erdbeben für die Region Plettenberg anzusetzende Horizontalbeschleunigungsbeiwert k_h beträgt mindestens $k_{h-\min} = 0,15$ (siehe Tabelle 8-4).

Die für die jeweiligen Böschungen zu berücksichtigende Sprenglast E_s wird äquivalent zur Erdbebenlast E wie folgt bestimmt:

$$E_s = k_h \cdot G \quad (8-16)$$

wobei G dem Eigengewicht des vordefinierten Bruchkörpers entspricht.

Aus Gleichung (8-15) und (8-16) wird ersichtlich, dass unter Berücksichtigung der k_h Werte aus Tabelle 8-3 bzw. 8-4 die an den Böschungen zu berücksichtigenden Sprengbelastungen E_s deutlich geringer sein werden, als die für die entsprechende Erdbebenzone anzusetzenden Erdbebenlasten E .

Wenn die oben hergeleiteten Horizontalbeschleunigungsbeiwerte auf den Außenhang am Plettenberg (Südwesthang) angewendet werden und mit denen bei Bemessungserdbeben verglichen werden, zeigt sich, dass die Sicherheiten über denen bei einer Erdbebenbelastung liegen (Tabelle 8-5). Die geringen Sicherheitswerte im Lockergestein sind auf das labile Gleichgewicht in den Rutschmassen zurückzuführen. Diese spielen nur bei Erdbeben eine Rolle, da die Abstände zur Einwirkungsquelle, (Sprengpunkt) erheblich größer sind als bei den Felsböschungen und die Einwirkung bei Sprengungen aufgrund der Dämpfung räumlich stark differenziert sind bzw. mit dem Abstand zur Quelle exponentiell abnehmen (s.a. Abb. 8-1)

Tabelle 8-5: Globalstandsicherheiten unter pseudostatistischer Berücksichtigung von Horizontalbeschleunigungen für den ungünstigsten Gleitkreis für das Profil am Südwesthang beim Plettenkeller im Festgestein (FG) und Lockergestein (LG).

	$k_h=0,07$		$k_h = 0,11$		$k_h = 0,15$		$k_h = 0,2$	
	FG	LG	FG	LG	FG	LG	FG	LG
ist	1,761*	1,132*	1,626*	1,024*	1,505*	0,934*	1,373*	0,840*
Endzustand	1,761*	1,132*	1,626*	1,024*	1,505*	0,934*	1,373*	0,840*

* nach Janbu

Zudem muss auch festgestellt werden, dass die Böschungen am Plettenkeller in der Vergangenheit durch Erdbeben deutlich stärker belastet wurden als durch die Sprengungen wie oben dargestellt prognostiziert werden kann. Zum Vergleich sind in Tabelle 8-6 die Bodenbeschleunigungswerte (PGA) und Schwinggeschwindigkeiten (PPV) aus den Berechnungen des U.S. Geological Survey (2017) für die Ortschaften am Plettenberg anhand der Daten des 1978er Erdbebens bei Albstadt dargestellt. Diese liegen alle über den abgeschätzten Werten für eine Sprengung mit Q von 180 kg und einem Abstand R von 250 m erwarten lässt.

Tabelle 8-6: Maximale Bodenbeschleunigungen und Schwinggeschwindigkeiten in Ortslagen für das 1978 Erdbeben (USGS 2017).

		Rathausen	Hausen am Tann	Dotternhausen	Schömborg
PGA	(% g)	15,83	16,11	12,06	11,8
PGA	(ms ⁻²)	1,55	1,58	1,18	1,16
PPV	(cms ⁻¹)	10,81	10,87	7,41	7,36
Intensität		6,5	6,5	6	6
Distanz Quelle	(km)	14,3	12	13,2	15,9

Dabei ist zu berücksichtigen, dass Sprengungen zwar häufiger auftreten, aber auch bei diesen nur die Einwirkungen, bei denen die kritische Beschleunigung überschritten wird und nur für die Dauer der Überschreitung, zu einer Verformung des Gebirges führen. Durch die geringeren Energien sind bei Sprengungen im Allgemeinen die Überschreitungen und Überschreitungsdauer deutlich kleiner. Dabei ist nicht jede Verformung mit einem Gebirgsversagen gleich zu setzen sondern erst wenn bestimmte Grenzwerte (s. Tabelle 7-8) überschritten werden, wird von einem Versagen ausgegangen. Aufgrund des häufigeren Auftretens können sich diese Verformungen allerdings akkumulieren. Dabei ist aber auch zu berücksichtigen, dass die Verformungen bei Sprengungen, wenn sie überhaupt auftreten, aufgrund des niedrigeren Energieniveaus, den Frequenzen und der Erschütterungsdauer insbesondere im Fels meist sehr klein sind. Dabei ist aber auch zu beachten, dass die Energieausbreitung

kugelförmig vom Explosionsort ausgehend angenommen wird und durch die Dämpfung mit dem Abstand exponentiell abnimmt. Das bedeutet, dass die Energieeinwirkung bei unterschiedlichen Sprengungen auch jeweils anders ist. Zudem ist von zahlreichen großen Erdbeben bekannt, dass die Erhöhung der Rutschungsaktivität nach dem Ereignis durch Auflockerungen oder Schwächung des Gebirges nach 3 Jahren hinter das natürliche Niveau zurücktritt. Das bedeutet im Übertrag, dass ungleich zu zyklischen Belastungserscheinungen in geologischen Systemen z.B. durch Konsolidation und Spannungsumlagerung auch wieder ein höheres Stabilitätsniveau erreichen kann.

8.3 Bewertung der Einwirkung durch Erschütterungen und Erdbeben auf die Hänge am Plettenberg

Der Abstand zwischen Abbaukante und Trauf am Plettenkeller hat sich gegenüber der ursprünglichen Planung deutlich vergrößert. Da die Dämpfung der Sprengeneinwirkungen, insbesondere die Beschleunigungen, die als zusätzliche Last wirken, können exponentiell wirkt, führt dies zu einer deutlichen Abmilderung der einwirkenden Lasten. Aufgrund der großen Distanz zwischen zukünftiger Emissionsquelle und derzeitigem Abbau lässt sich auch durch Messungen derzeit schwer abschätzen, wie die Dämpfung und damit die Einwirkungen an dem Außenhang sein werden. Abschätzungen anhand von empirischen Gleichungen, wie sie bei Erschütterungsprognosen für Gebäude und Einwirkungen auf Menschen verwendet werden, die auf dem Erschütterungszahl Verfahren basieren, zeigen, dass die Beschleunigungen bei dieser Distanz, Gestein und voller Ladung im Bereich kleiner 0,1 g liegen. Diese liegt unter dem Bereich der im Nationalen Anhang des Eurocode 8 (DIN EN 1998-1/NA) für die Erdbebenzonen 2 und 3 als natürliche zu erwartende Erdbebeneinwirkungen anzusetzen ist.

Unabhängig davon unterliegt der Außenhang, unabhängig vom Steinbruchbetrieb und dessen Erweiterung weiterhin den natürlichen Auflockerungs- und Verwitterungsvorgängen. Das bedeutet, dass es wie in der Vergangenheit immer wieder durch natürliche Vorgänge zu Steinschlägen und Felsablösungen kommen wird. Dabei ist zu beachten, dass die Energieeinwirkung durch die Sprengung eng zeitlich begrenzt ist und räumlich einer deutlichen Differenzierung durch die Dämpfung unterliegt. Basierend auf den Prognosen ist für die Distanzen von 250 m aufgrund des begrenzten Energieeintrages auch die Größe von mobilisierbaren Massen begrenzt und in diesem Fall von Massen kleiner 10 m³ auszugehen.

Wie die Berechnungen zeigen ist bei den zu erwartenden Horizontalbeschleunigungen die Standsicherheit für das untersuchte Profil mit einem Globalen Sicherheitsbeiwert von $> 1,5$ anzunehmen. Dies würde auch für einen 20% prozentigen Aufschlag für Topographieeffekte (nach DIN EN 1998-5:2010-12) durch Multiplikation des elastischen Antwortspektrum S_e mit dem Faktor 1,2 bei der Ermittlung von k_h gelten, wie diese bei Erdbeben an Klippen angenommen werden. Ob überhaupt mit Topographieeffekten in diesen Dimensionen aufgrund der Frequenzen, Distanzen und Energie zu rechnen ist, sei dahingestellt. Hinsichtlich der Standsicherheit ist auch anzumerken, dass der verwendete Berechnungsansatz nach dem pseudostatischen Verfahren von einer gleichbleibenden Einwirkung über den gesamten Gleitkörper hinweg ausgeht. Dies ist aufgrund der deutlich geringeren Abstände zum Emissionspunkt und auch höheren Frequenzen nicht zu erwarten. Das Dämpfungsverhalten der angenommenen radialsymmetrisch abgestrahlten Wellen wird schon innerhalb des potentiellen Gleitkörpers zu einer relevanten Reduktion der einwirkenden Beschleunigungskräfte führen. Zudem liegen die bei geringen Distanzen zu erwartenden dominanten Frequenzen außerhalb Anregungsfrequenz von natürlichen Gesteinen von 2 - 8 Hz bzw. 0,5 bis 10 Hz, welche bei seismisch induzierten Massenbewegungen oft beobachtet wird.

Insofern lässt sich aus den Berechnungen und Abschätzungen keine unmittelbare destabilisierende Wirkung auf den Gebirgskörper durch die Sprengwirkung, sprich den Energieeintrag durch die Explosion, erkennen. Aufgrund des exponentiellen Dämpfungsverhaltens sind v.a. die obersten Berme aufgrund der kürzeren Distanz hinsichtlich der Einwirkung besonders relevant. Hier ist aber auch anzumerken, dass die Abbaukante in der Vergangenheit bereits deutlich näher an die Traufkante herangereicht hat und er im Erweiterungsgebiet wieder weiter von den Traufkanten weg wandert. Wie oben erwähnt können aber kleinere herausgelöste oder freiliegende Gesteinskörper in labiler Lage mobilisiert werden. Dies geschieht allerdings auch heute bereits natürlich durch klimatische Effekte wie bei und nach Niederschlagsereignissen oder Stürmen zu beobachten ist. Ergänzend ist anzumerken, dass in dem genehmigten Abbau in der Vergangenheit auch kleinere Abstände zur Außenböschung gesprengt wurden. Verwendete Sprengstoffmengen, Sprengschema und Gebirgsqualität lassen ggf. auch Rückschlüsse auf die Langzeitwirkung und Stabilität zu.

9 Standsicherheitssituation an den geplanten Innenböschungen

Die geplanten Innenböschungen, die aus einer gegliederten Böschung mit Bermenhöhen von maximal 20 m, Bermbreiten von 15 m, Böschungsneigungen an den Bermen von bis zu 70° und einer mittleren Hangneigung von 45° bestehen, sind vom Design als auch unter Berücksichtigung der oben dargestellten Berechnungen nach den internationalen Empfehlungen für den globalen Standsicherheitsfaktor an Felsböschungen nach dem vorliegenden Kenntnisstand standsicher. Dies gilt für die beobachteten Felsqualitäten. Sollte sich beim Erreichen der Endböschung zeigen, dass die Gebirgsqualität von den beschriebenen Werten (z.B. GSI oder Gesteinsart) abweicht, z.B. durch intensive Verkarstung, Antreffen einer Störungszone, lithologische Wechsel oder Zerlegung des Gebirges, muss die Geometrie der Endböschung im betreffenden Bereich an die Gegebenheiten angepasst werden.

Obwohl der Felskern der geplanten Böschungen standsicher ist, kann es trotzdem mit der Zeit durch Verwitterung und Auflockerung zu Steinschlägen und kleineren Felsablösungen kommen. Dazu gehört auch strukturelles Versagen durch Unterschneidung der Böschung an den steileren Bermböschungen durch steilstehende Klüfte. Aufgrund der Dimensionen der Böschung, Gebirgsstruktur und Gefüge sind solche Erscheinungen aber begrenzt. Dies entspricht auch der natürlichen Entwicklung einer Felsböschung auf der Schwäbischen Alb und ist beabsichtigt, wenn ein naturnahes System nach Ende des Abbaus entstehen soll. Falls dies für bestimmte Situationen nicht hinnehmbar ist muss in dem betreffenden Bereich die Geometrie an die Anforderungen angepasst werden.

Aus ökologischer und landschaftsplanerischer Sicht ist eine heterogene vielfältige Böschung wünschenswert. Dabei sollen sowohl steile Felsabschnitte, als auch geköpfte Bermen und Schuttkegel auf Bermen und am Böschungsfuß zum Einsatz kommen. Dem Köpfen der Böschungen an den Bermen spricht aus ingenieurgeologischer Sicht nichts entgegen, solange die mittlere Böschungsneigung um ca. 45° gewahrt bleibt. Prinzipiell ist dies mit einem Reduzieren der Böschungsneigung an der jeweiligen Berme gleichzusetzen und kann sich dadurch sogar begünstigend auswirken.

Hinsichtlich der Überschüttung von Bermen und Schuttablagerungen aus Kalkstein auf den Bermen, sowie am Böschungsfuß ist anzumerken, dass dem prinzipiell nichts entgegen spricht. Diese können ggf. auch eine stützende Wirkung haben. Es ist aber anzumerken, dass diese besonders in der Anfangsphase als mobile Auflage anzusehen sind, in der Materialverlagerung durch Kriechen und oberflächliches Gleiten auftreten werden. Insbesondere in den ersten 3-5 Jahren nach der Erstellung

werden diese Prozesse intensiv auftreten und über die Zeit durch Konsolidationsvorgänge langsam abnehmen. Hinsichtlich der sich einstellenden Hangneigungen auf den Schuttkegeln ist anzumerken, dass hier zumindest anfänglich flachere Neigungen von 35° und weniger zu erwarten sind. An den Renaturierungsböschungen im Norden des Steinbruchs wurden Böschungsneigungen von im Mittel 32° ($28 - 36^\circ$) in den Böschungen aus Kalksteinschutt beobachtet. Das bedeutet, dass bei den geplanten Böschungsformen dadurch eine differenzierte Hangform entsteht mit einem stabilen Felskern und zumindest in der Anfangsphase mobilen Auflagen aus Kalksteinschutt, sowie wechselnden Hangneigungen. Darüber hinaus wird der Vegetationsaufwuchs und die Ausbildung einer natürlichen Vegetation zu einer zusätzlichen Stabilisierung der oberflächennahen Schichten führen und stellt auch eine wirksame Erosionskontrolle dar. Hochvegetationen (Bäume) an Böschungskanten können dort auflockernd wirken, allerdings ist dieser Effekt auch ein Teil des natürlichen Systems. Insgesamt verbessert die Ausbildung einer Mischvegetation mit Gras und Busch-/Baumvegetation auch den Wasserhaushalt im System und wirkt dämpfend auf die Ausbildung von extremen hydraulischen Zuständen. Hinsichtlich der Langzeitsicherheit und Stabilität ist anzumerken, dass diese sich mit der Zeit denen der natürlichen Außenhänge angleichen wird.

Hinsichtlich der geplanten Rampe zur nordöstlichen Hochfläche ist anzumerken, dass diese als Sporn eine künstliche zum Steinbruch hin ausgerichtete Böschung und eine natürliche, nicht beeinflusste, nach außen orientierte Böschung aufweist. Zur Qualität der nach außen orientierten Böschung liegen aufgrund der Aufschlussituation keine Informationen vor. Falls diese von der prognostizierten Gebirgsqualität abweicht muss ggf. die Geometrie der Rampe angepasst werden.

Grundsätzlich gilt für die Endböschungen, dass bei relevanten Abweichungen der angetroffenen Gebirgsqualitäten von den prognostizierten im Bereich der Endböschungen die Böschungsgeometrie an die Gegebenheiten angepasst werden muss. Beim Anschluss der Innenböschungen an die Außenböschungen sollte darauf geachtet werden, dass der Übergang so gestaltet werden kann, dass die Vorgaben für die Innenböschungen, insbesondere die mittlere Hangneigung, eingehalten werden können. Bei Abweichungen von der prognostizierten Gebirgsqualität muss auch hier ggf. die Geometrie der Böschungen bzw. des Anschlusses angepasst werden.

10 Abstand der Böschungskante von der natürlichen Hangkante bzw. Trauflinie

Ein generell gültiger sicherer Mindestabstand kann bei den Dimensionen und der Heterogenität der natürlichen Hänge nicht ohne weiteres definiert werden, da auch lokale Einwirkungen eine Rolle spielen. Dennoch lassen sich ein paar generelle Regeln ableiten. Auch in diesem Fall ist zunächst die Stabilität der Böschung bzw. des Hanges entscheidend. Je geringer die Lasten sind die auf die Böschung wirken desto geringer ist die Verformung und Auflösung. Zudem wirkt unabhängig vom Abstand der Böschungen zum Trauf die Verwitterung auf allen freiliegenden Felsflächen dauerhaft.

Hinsichtlich der Stabilität und Auflösung sind zunächst zwei Effekte von Bedeutung, die Stabilität der Böschungen und Hänge an den Flanken und die Reichweite bzw. mögliche Überschneidung der Auflockerungsbereiche. Wenn die Flanken eine ausreichende Sicherheit aufweisen und der Gebirgskern somit standfest ist sowie die Auflockerungsbereiche sich nicht überschneiden, ist der absolute Traufabstand aus ingenieurgeologischer Sicht nicht entscheidend. Insofern sollte bei standfesten Hängen die Mächtigkeit der Auflockerungszone plus ein Sicherheitsaufschlag berücksichtigt werden.

Am Plettenberg ist die geplante Endböschung im Steinbruch entsprechend der oben dargestellten Untersuchungen grundsätzlich als sicher anzusehen, während manche der Hänge, insbesondere an der Plettenburg und dem Plettenkeller aufgrund ihrer Gebirgsqualität, Böschungs- bzw. Hanghöhe und Neigung eher geringe Reserven aufweisen. Dies zeigen auch die Felsaufnahmen oben bzw. im Anhang. Hier sind je nach Gebirgsqualität und Wandhöhe größere Abstände sinnvoll als in Bereichen die eine günstigere Morphologie und/oder Gebirgsqualität aufweisen. Bei den Untersuchungen wurden sehr ungünstige Gebirgsbedingungen hinsichtlich der Mächtigkeit der Auflockerungszone mit 20 m und dem Grad der oberflächlichen Auflockerung angesetzt. In allen untersuchten Fällen wurden keine negativen Einwirkungen der geplanten Böschungsabstände festgestellt.

Hinsichtlich der Böschungsabstände muss auch angemerkt werden, dass eine Vergrößerung der Abstände zwischen Außen- und Innenböschung nicht generell positiv sein muss. Aufgrund des geologischen Aufbaus des Gebirges mit unter Wassereinfluss erweichbaren Schichten an der Basis der Kalksteine, kann die Auflast auf diese erweichbaren Schichten in den Randbereichen eine Rolle spielen. Wenn die Schichten an der Basis gegenüber den oben gemachten Betrachtungen weicher sind bzw. erweichen und ein seitliches Ausweichen auftreten kann, wird die Auflast hinsichtlich

einer Mobilisierung bzw. der Verformung entscheidend. Das bedeutet je mehr Gebirge, sprich Last auf die erweichten Schichten wirkt, desto geringer wird die Sicherheit. Dieser Effekt kann zusätzlich verstärkt werden, da in einem größeren Gebirgsvolumen sich auch mehr Wasser temporär sammeln kann, welches sowohl als zusätzliche Last einwirken kann, als auch durch den Aufbau von Porenwasserdrücken und Quellvorgängen einem Erweichen der tonig-mergeligen Schichten an der Basis Vorschub leisten kann.

Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass aufgrund der Situation am Plettenberg nicht der Traufabstand, sondern die Situation an den natürlichen Außenhängen für die Standsicherheit an diesen entscheidend ist. In verschiedenen Lagen stehen am Plettenberg bereits seit Jahren Böschungen, die geringere Traufabstände aufweisen als die in der Planung der Erweiterungsfläche vorgesehenen. Die vorliegenden Berechnungen zeigen für die vorgeschlagenen Geometrien und Abstände unter Berücksichtigung der aktuellen Situation, keine negative Beeinträchtigung der Standsicherheit gegenüber der Ausgangssituation.

11 Prüfung weiterer Anforderungen nach Anlage 4 des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG)

Entsprechend Anlage 4 des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung sind mögliche Umweltauswirkungen zu prüfen, die zu erheblichen Auswirkungen des Vorhabens führen können. Dies betrifft hier die Hang- bzw. Böschungstabilität am Plettenberg.

11.1 Anlage 4 Nr. 4c) ff) UVPG

Nach Anlage 4 Nr. 4c) ff) UVPG ist das Zusammenwirken mit den Auswirkungen anderer bestehender oder zugelassener Vorhaben oder Tätigkeiten zu prüfen; dabei ist auch auf Umweltprobleme einzugehen, die sich daraus ergeben, dass ökologisch empfindliche Gebiete nach Anlage 3 Nummer 2.3 betroffen sind oder die sich aus einer Nutzung natürlicher Ressourcen ergeben.

Im Rahmen des vorliegenden Gutachtens werden die Auswirkungen der Erweiterung auf das geologische System und die Umgebung generell betrachtet und wo mögliche Wechselwirkungen oder unklare Zuordnungen zu erkennen sind darauf eingegangen. Wechselwirkungen zwischen Erweiterung und Umgebung und das Zusammenwirken mit den Auswirkungen anderer bestehender oder zugelassener Vorhaben oder Tätigkeiten, auch unter Berücksichtigung von Umweltproblemen, die sich daraus ergeben, dass ökologisch empfindliche Gebiete nach Anlage 3 Nummer 2.3 betroffen sind oder die sich aus einer Nutzung natürlicher Ressourcen ergeben, sind hinsichtlich der Standsicherheit der Hänge nicht getrennt betrachtet worden, so dass sich keine, darüber hinausgehende Wirkungen ergeben. Auf Einwirkungen durch Sprengungen wird im Sprenggutachten eingegangen (Wieck 2018).

11.2 Anlage 4 Nr. 4c) gg) UVPG

Nach Anlage 4 Nr. 4c) gg) UVPG ist auf die Auswirkungen des Vorhabens auf das Klima, zum Beispiel durch Art und Ausmaß der mit dem Vorhaben verbundenen Treibhausgasemissionen einzugehen.

Hinsichtlich der Hangstabilität sind möglicher Einwirkungen aufgrund der Skalenerunterschiede und Dimensionen auf das Klima nicht zu erkennen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass ein Prozess betrachtet wird der in der Region natürlich auftritt. Vor diesem Hintergrund hat das beantragte Vorhaben keinerlei Auswirkungen auf das Klima.

11.3 Anlage 4 Nr. 4c) hh) UVPG

Nach Anlage 4 Nr. 4c) gg) UVPG ist die Anfälligkeit des Vorhabens gegenüber den Folgen des Klimawandels (zum Beispiel durch erhöhte Hochwassergefahr am Standort) zu prüfen.

Anhand von Klimamodellen wurden vom LUBW (2013) Klimaprojektionen für die nahe (2021-2050) und für die ferne Zukunft (2071-2100) erstellt und im Vergleich zum Ist-Zustand (1971-2000) Abschätzungen für die zukünftige Entwicklung gegeben. Die Betrachtung der Wirkungsanalyse für die Hangstabilität basiert auf den Projektionen des LUBW (2013) und fokussiert aufgrund der Laufzeit des Vorhabens und Prognoseunsicherheiten auf die Projektionen für die nahe Zukunft (2021-2050).

Grundsätzlich ist wie auch bei LUBW (2013) und UM & LUBW (2016) anzuklingt durch den Klimawandel von einer Dynamisierung der Massenbewegungsprozesse durch Hanginstabilitäten aber auch Erosion auszugehen. Vor allem in Phasen starker Klimaänderung wird es zu einer deutlichen Änderung im Muster der Massenbewegungen kommen bis sich ein neues geologisches Gleichgewicht ausbildet. Dabei lässt sich derzeit nicht sagen wie sich dies im Einzelnen auf die Frequenz und Magnitude der Ereignisse auswirken wird.

In Bezug auf die Hangstabilität sind wie oben beschrieben insbesondere die Wirkungen auf den Wasserhaushalt bzw. hydrogeologische Effekte und Einwirkungen auf die Verwitterung und Gebirgsauflösung von Bedeutung. Hier bietet der derzeitige Kenntnisstand keine ausreichenden Informationen um zu einer abschließenden Bewertung spezifischer Auswirkungen zu kommen. Eine Zunahme von Niederschlägen und Veränderung der Niederschlagsverteilung hin zu einem erhöhten Winterniederschlag ist zunächst einmal eher ungünstig. Die Zunahme von Starkniederschlagsereignissen wirkt sich auf jeden Fall negativ auf die Hangstabilitätssituation aus, wobei nicht nur die Anzahl, sondern auch die Niederschlagsmengen, -dauer und Vorfeuchteverteilung hinsichtlich der zu erwartenden Effekte eine Rolle spielen. Hierzu sind die Aussagen in den Berichten (LUBW 2013 und Um & LUBW 2016) nicht ausreichend. Eine Verlängerung der Vegetationsperiode, weniger Schnee und höhere Temperaturen im Winter hingegen sind eher positiv. Für die Verwitterung und Gebirgsauflösung ist weniger Frost auch eher günstig zu sehen. Zusammenfassend bleibt die qualitative Aussage einer Dynamisierung der Prozesse bestehen, für eine quantitative und spezifische Aussage sind die Unsicherheiten in den Daten allerdings zu groß und es fehlen auch wesentliche Aussagen z.B. zur Entwicklung der potentiellen und tatsächlichen Evapotranspiration.

Hinsichtlich der Böschungen im Erweiterungsgebiet ist zunächst einmal anzumerken, dass unter Berücksichtigung der prognostizierten Gebirgsqualitäten und hydrologischen Situation (die höhere Wasserstände als beobachtet berücksichtigt) die Endböschungen über Reserven verfügen, auch über die üblichen Sicherheitszuschläge hinaus. Ansonsten werden Dynamisierungen von Prozessen aber dort genauso wie in der Umgebung ablaufen, was auch den Anforderungen an die Planungen entspricht.

Für die Außenhänge des Plettenbergs gilt auch unter diesen Bedingungen, dass diese wie aus den Untersuchungen zu erkennen zunächst einmal unabhängig von den Böschungen im Erweiterungsgebiet zu sehen sind und sich die Prozesse dort entsprechend der lokalen ingenieurgeologischen Situation entwickeln werden.

12 Empfehlungen

12.1 Empfehlungen zur Stabilität der Außenhänge

Aufgrund der Situation am Plettenberg ist insbesondere die Drainagesituation zu berücksichtigen. Hierzu ist anzumerken, dass sich dies auch auf Maßnahmen die nicht im Verantwortungs- und Einfluss des Steinbruchbetriebs liegen bezieht wie z.B. an den Unterhängen und Quelfassungen des Plettenbergs. Oberflächliches Wasser sollte kontrolliert abgeleitet werden, Vernässungsbereiche drainiert und künstliche Drainagemaßnahmen regelmäßig im Hinblick auf das Abflussverhalten und die Mengen kontrolliert werden. Hinsichtlich Gebirgsdrainage ist zu berücksichtigen, dass ein Anwachsen des Wasserandrangs und höherer Überstau gegenüber der heutigen Situation sich negativ auf die Stabilität auswirken kann. Deshalb sollte bei der Planung von Drainage- oder Wasserhaltungsmaßnahmen im Vorfeld geprüft werden ob diese Einfluss auf die oben genannten Parameter nehmen bzw. diese negativ beeinflussen.

12.2 Empfehlung zu Sprengewirkungen

Es wird empfohlen die Annahmen und Abschätzungen messtechnisch zu überprüfen wenn der Abbau in den Erweiterungsbereich eintritt und die Distanzen zu den Rändern der Hochfläche abnehmen. Falls es zu Abweichungen jenseits von $k_h = 0,11$ (Vorschlag zur Ableitung s. Kap 8.2) kommt, sollten Maßnahmen zur Reduktion der Sprengewirkungen (der Beschleunigung bzw. PPA = Peak Particle Acceleration) mit einem Sachverständigen getroffen werden. Dazu können unterschiedliche Maßnahmen wie Reduktion der Ladungsmengen, geteilte Ladungen, Reduktion der Beremhöhe oder schonendes Sprengen mit Begrenzung der Wirkung z.B. durch pre-splitting, angewendet werden. Alternativ könnte auch eine Überprüfung der statischen Berechnungen durch einen dynamischen Ansatz anhand der dann vorliegenden realen Messdaten erfolgen. Hierfür muss für das Nahfeld die Einwirkung und insbesondere die Dämpfung der Bodenbeschleunigung (PPA) messtechnisch durch Accelerometermessungen ermittelt werden. In der Praxis hat sich hier die Ermittlung über Dreipunktmessungen bewährt (Aufzeichnung der Sprengung an drei Orten in unterschiedlichen Abständen mit Fehlerabschätzung). Zur Absicherung wird empfohlen zwei Sprengungen mit unterschiedlichen Parametern und Lage auszuwerten, da dann auch richtungsabhängige Dämpfungsparameter und unterschiedliche Sprengewirkung überprüft werden können. Aufgrund des Aufwandes ist zu empfehlen in diesem Fall mindestens eine Produktionssprengung aufzuzeichnen. Dadurch wird auch eine dynamische Standsicherheitsüberprüfung mit analytischen oder numerischen Methoden anhand realer Daten möglich. Für den Angloamerikanischen Raum liegen hier auch einzelne Beispiele für die Umsetzung vor. Beim Aussprengen der

Böschungen in Traufnähe ist eine regelmäßige Sichtkontrolle auf Änderungen an den nahen Außenböschungen auf Spaltenbildung oder Felsablösungen zu empfehlen, um ggf. geeignete Maßnahmen zu Reduktion der Einwirkung zu treffen. Darüber hinaus wird empfohlen, die letzten Sprengungen zum Errichten der Endböschungen schonender mit geringeren Erschütterungswirkungen bzw. Begrenzung der Sprengwirkung durchzuführen, um das Gebirge der Endböschungen zu schonen und wenig aufzulockern. Dies gilt insbesondere für Lagen in denen Steilböschungen vorgesehen werden.

12.3 Innenböschungen

Beim Annähern an die Endböschung (letzte 20 m) wird empfohlen die prognostizierte Gebirgssituation mit der tatsächlich angetroffenen abzugleichen um bei einer schlechteren Gebirgsqualität die Böschungsgeometrie anzupassen. Aufgrund der Geländesituation scheint die obere Berme erheblich niedriger zu sein als die unterliegenden. Falls dies nicht der Fall ist, sollte eine weitere Unterteilung der obersten Berme bzw. Abflachungen im Kopfbereich in Abhängigkeit von der Gebirgsqualität der oberen Schichten in Erwägung gezogen werden. Beim Auftreten ausgedehnter und mächtiger Mergelablagerungen an der Basis der Innenböschung müssen ggf. auch Anpassungen an der Endböschung vorgenommen werden.

12.4 Traufabstände

Der Begriff „Trauf“ ist ein phänomenologischer Begriff aus der Geomorphologie. Um spätere Missverständnisse zu vermeiden wird daher empfohlen, räumliche Festlegungen hinsichtlich des Abbaus oder Verläufe von Böschungen absolut und bezogen auf topographische Daten zu treffen. Der Bezug zu rezenten geomorphologischen Ausprägungen ist nicht zielführend.

13 Zusammenfassung

Aus den Untersuchungen bestätigt sich, dass am Plettenberg eine Rutschungsdisposition besteht, die in der Vergangenheit, aber auch in der Zukunft, zu Massenbewegungen führte bzw. führen wird. Der steuernde Faktor dieser Prozesse ist, wie historische Daten aber auch die Untersuchungen zeigen das Klima bzw. die Einwirkung von Wasser auf die einzelnen Hangeinheiten.

Aus den Untersuchungen ist kein grundsätzlich negativer Einfluss der Änderung der Hanggeometrie durch den Steinbruch zu erkennen. Prinzipiell sind die zu erwartende Entlastung durch Massenentnahme und eine verbesserte Drainage des Gebirgskörpers eher leicht positiv zu werten.

Hinsichtlich der Sprengerschütterungen, ist anzumerken, dass trotz der angesetzten hohen maximalen Sprengstoffmengen die Hänge in der Vergangenheit durch Erdbeben bereits größeren Belastungen ausgesetzt waren. Grundsätzlich sind die Sprengwirkungen kein Hindernis für die Erweiterung. In ungünstigen Situationen bzw. Stellen, an denen besondere Anforderungen hinsichtlich Sicherheit und möglicher Einwirkungen gelten, muss das Sprengschema ggf. angepasst werden um die Einwirkungen zu reduzieren (s. hierzu auch Empfehlungen unter Kap. 12.2). Wichtig ist dabei anzumerken, dass die Sprengungen eine zeitlich eng begrenzte Einwirkung darstellen, bei der ein unmittelbares Ursache Wirkungsprinzip besteht.

Nach den Berechnungen und Beobachtungen im Steinbruch ist die geplanten Böschungsgeometrie für die prognostizierten Gebirgsqualitäten geeignet. Bei einer lokalen Verschlechterung kann mit einer weiteren Untergliederung, Abflachungen oder Vorschüttungen reagiert werden.

Die Untersuchungen zeigen bei den prognostizierten Gebirgsqualitäten für die geplanten Abstände keinen Einfluss der Traufabstände auf die Standsicherheit.

Berlin, den 20.11.2018



Prof. Dr. Tomás M. Fernandez-Steeger

14 Literatur

Ambraseys, N., Smit, P., Sigbjornsson, R., Suhadolc, P. and Margaris, B. (2002): Internet-Site for European Strong-Motion Data, European Commission, Research-Directorate General, Environment and Climate Programme. <http://www.isesd.hi.is/>, zuletzt abgerufen 12.1.2018.

Bell, R. (2007): Lokale und regionale Gefahrenanalyse gravitativer Massenbewegungen an der Schwäbischen Alb. Dissertation Geographisches Institut, Universität Bonn, 207 S.

Benz, K. C. & Hüttner, R. (1987): Geologische Karte von Baden-Württemberg 1:25.000, Blatt 7818 Wehingen, Geologisches Landesamt Baden-Württemberg.

Bibus, E. (1986): Die Rutschung am Hirschkopf bei Mössingen (Schwäbische Alb). – Geoökodynamik, 7:333-360.

Bieniawski, Z. T. (1989): Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons.

BlastCom GmbH (2003): Gutachten über zu erwartende Immissionen bei Sprengarbeiten im Gipsabbauvorhaben Lüthorst-Ravensberg der Gebrüder Knauf Westdeutsche Gipswerke, Fa. BlastCom GmbH Sprengtechnik, Messtechnik, Consulting, Gutachten, 14.07.2003. Online unter: https://nibis.lbeg.de/LBEGVeroeffentlichungen/Planfeststellungsverfahren/Antrag_Knauf_Luethorst-Portenhagen/I%20Rahmenbetriebsplan%20-%20Antrag/Anhang%20B/Anhang%20B3.3%20-%20Sprenggutachten.pdf; zuletzt abgerufen 16.01.2018.

Büro für Geophysik, Dr. Jürgen Wieck (2018): Spreng- und erschütterungstechnisches Gutachten für die geplante Süderweiterung des Steinbruchs der Fa. Holcim auf dem Plettenberg in Dotterhausen, Dr. Jürgen Wieck Büro für Geophysik, Neckartailfingen, 02.11.2018, S. 42.

DIN 4150-3, Erschütterungen im Bauwesen - Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Dezember 2016.

DIN EN 1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

DIN EN 1998-1/NA, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Januar 2011.

DIN EN ISO 14689-1:2011-06 (2011): Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14689-1:2003); Deutsche Fassung EN ISO 14689-1:2003, S. 20.

- Duran, A. (2016): Rock mass assessment — what goes wrong? In: Dight, P.M. [Hrsg.], First Asia Pacific Slope Stability in Mining (APSSIM) Conference 2016, Brisbane, Australien, 6-8 September 2016,
- Eberhardt, E. (2012): ISRM suggested method: the Hoek–Brown failure criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45, 981–988.
- Eberle, J., Eitel, B., Blümel, W.D., Wittmann, P. (2017): Deutschlands Süden - vom Erdmittelalter zur Gegenwart. 3. Aufl., Springer Verlag, 195 S.
- Fraas, O. (1853): Der Bergschliff von Ratshausen.- Jh. Ver. vaterl. Naturkde. Württ., 9: 112-117.
- Garschagen, C. (2016): Untersuchung von Massenbewegungen in den Schichten des Jura am Südhang des Plettenbergs bei Balingen. Unveröffentlichte Abschlussarbeit Master of Science, RWTH Aachen, 104 S.
- Geyer, O. F., Gwinner, M. P., Geyer, M., Nitsch, E., Simon, T. (2011): Geologie von Baden-Württemberg, Schweizerbart, 5. Auflage 2011.
- Grünthal, G. und Wahlström, R. (2003): An Mw based earthquake catalogue for central, northern and northwestern Europe using a hierarchy of magnitude conversions. *Journal of Seismology* 7, 507–531.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., Corkum, B. (2002): Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition. 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunneling Association of Canada Conference: NARMS-TAC, 267-271.
- Hoek, E., Carter, T.G., Diederichs, M.S. (2013): Quantification of the Geological Strength Index Chart. ARMA 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium, San Francisco, CA, USA. 672-679.
- Homuth, S. (2014): Aufschlussanalogstudie zur Charakterisierung oberjurassischer geothermischer Karbonatreservoirs im Molassebecken. Dissertation TU Darmstadt, S. 302.
- ISRM (1978): Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses, *Int. J. Rock Mech. Mn. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 15, pp. 319-368, Pergamon Press 1978.
- R.W. Jibson, R.W. (2011): Methods for assessing the stability of slopes during earthquakes—A retrospective. *Engineering Geology* 122, 43–50.
- Kaynia, A. M., Papathoma-Köhle, M., Neuhäuser, B., Ratzinger, K., Wenzel, H., Medina-Cetina, Z. (2008): Probabilistic assessment of vulnerability to landslide: application to the village of Lichtenstein, Baden-Württemberg, Germany. *Engineering Geology*, 101(1), 33-48.

Koltuk, S., Fernandez-Steeger, T. M. (2014): Evaluation of seismic stability of coherent landslides: analytical approach versus FEM. In: Grützner, C., Choi, J-H., Edwards, P., Kim, Y-S.m [Hrsg.], 5th International INQUA Meeting on Paleoseismology, Active Tectonics and Archeoseismology, 21-27 September 2014, Busan, Korea, 135-140.

Kumar, R., Choudhury, D., Bhargava, K. (2016): Determination of blast-induced ground vibration equation for rocks using mechanical and geological properties, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8, 341-349.

Labuz, J.F., Zang, A. (2012): ISRM suggested methods Mohr–Coulomb failure criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering 45, 975–979.

Landesarchiv Baden-Württemberg (1911): Geländeabrutschungen in Margrethausen, Glasplatten zu Straßen- und Wasserbau, Abt. Staatsarchiv Ludwigsburg, EL 20/4 III b Nr, 172-182, <http://www.landesarchiv-bw.de/plink/?f=2-2484754>, Link abgerufen am 10.01.2018.

Landesvermessungsamt Baden-Württemberg (2005): Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen für Baden-Württemberg 1:350 000. 1. Auflage.

Leydecker, G. (2011): Erdbebenkatalog für Deutschland mit Randgebieten für die Jahre 800 bis 2008. Geologisches Jahrbuch E 59, 1-198. Vertrieb/Distribution: E. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

Lüdeling, R., Hinzen, K. (1986): Erschütterungsprognose und Erschütterungskataster – Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Sprengerschütterungen, Nobel Hefte, April-September 1986, 105-123.

LUBW (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg) (Hrsg.) (2013): Zukünftige Klimaentwicklung in Baden-Württemberg Perspektiven aus regionalen Klimamodellen. Langfassung, 164 S.

Marinos, P., Hoek, E., (2000) GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. ISRM International Symposium. International Society for Rock Mechanics.

Mohamed, A., Mohamed, A. (2013): Quarry blasts assessments and their environmental impacts on the nearby oil pipelines, southeast of Helwan City, NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics, 2, 102-115.

Mutschler, T. (2004): Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern - Neufassung der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.. Bautechnik 81, 10, 825–834.

Newmark N. (1965): Effects of earthquakes on dams and embankments. Geotechnique 15, 2, 139-160.

Palmström, A. (2005): Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology* 20, 362-377.

Paulus, K. E. von (1875): Beschreibung des Oberamts Rottweil.- Hrsg. K. Statistisch-topograph. Bureau.- 579 S.; Stuttgart (H. Lindemann).

Paulus, K. E. von (1876): Beschreibung des Oberamts Spaichingen.- Hrsg. K. Statistisch-topograph. Bureau.- 417 S.; Stuttgart (H. Lindemann).

Petri, P. (2005): Handbuch Sprengtechnik. Nachschlagewerk und Leitfaden für Sprengbefugte. 1. Auflage, Plöchl-Druck, März 2005, S. 185.

Pommerening, J., Thiemann, P., Nguyen, H. T. (2018): Hydrogeologisches und Ingenieurgeologisches Fachgutachten zur Süderweiterung des Steinbruchs Plettenberg der HOLCIM (SÜDDEUTSCHLAND) GmbH – 01. November 2018, im Auftrag der HOLCIM (SÜDDEUTSCHLAND) GmbH.

Riede, G. (1986): Der Plettenbergsturz zu Ratshausen. - In: Heimatkundliche Blätter Balingen. - 33. 1986. - S. 559.

Rohn, J., Resch, M., Schneider, H., Fernandez-Steeger, T. M., Czurda, K. (2004): Large-scale lateral spreading and related mass movements in the Northern Calcareous Alps. *B Eng Geol Environ* 63:71–75.

Röhrs, M., Dix, A. (2010): Rekonstruktion historischer Ereignisse. In: Bell, R., Mayer, J., Pohl, J., Greiving, S. und Glade, T. (2010): Integrative Frühwarnsysteme für gravitative Massenbewegungen (ILEWS). Monitoring, Modellierung, Implementierung. Klartext Verlag, Essen, S. 46–61.

RWTH (2016): Zusammenstellung der geotechnischen Laborversuche für Holcim Süddeutschland GmbH – interne Projektbezeichnung HOLCIM_16-01.

Scheerer, F. (1966): Unser Albtrauf im Wechsel der Zeiten. Heimatkundliche Blätter für den Kreis Balingen, Nummern 2, 3, und 4, 1966.

Schillinger, R., Stadlober, K. (2014): Prognose von Sprengerschütterungen, Berg- und Hüttenmännische Monatshefte, Oktober 2014, Volume 159, Auflage 10, S. 418-424, Springer-Verlag Wien 2014.

Schmidt, M (1990): Geologische Karte von Baden-Württemberg 1:25.000, Blatt 7718 Geislingen, Geologisches Landesamt Baden-Württemberg, Nachdruck 1990.

Stiehr, J. F., Dean, J. L. (2011): ISEE Blasters' Handbook. 18. Auflage, International Society of Explosives Engineers, Cleveland, Ohio, 2011, S. 557

Studer, J. A., Laue, J., Koller, M. G. (2007): Bodendynamik. Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze. 3. Auflage, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007, S. 149.

Thiemann, P., Rausch, T., Köhler, D.A., Geologisch-hydrogeologische Bestandsaufnahme Steinbruch Plettenberg der Holcim (Süddeutschland) GmbH, Harsum: Dr. Köhler & Dr. Pommering GmbH.

U.S. Geological Survey (2017): M 5.3 – Germany, 1978-09-03 05:08:30 UTC Earthquake, ShakeMap <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/usp0000wbj#executive>, zuletzt abgerufen am 17.01.2018.

Ulusay, R., Hudson, J. A. (2012): Suggested Methods for Rock Failure Criteria: General Introduction. Rock Mechanics and Rock Engineering 45, 971.

UM (Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg) & LUBW (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg) (Hrsg.) (2016): Klimawandel in Baden-Württemberg Fakten - Folgen – Perspektiven, 47 S.

Wilson, A., Petley, D., Murphy, W. (2003): Down-slope variation in geotechnical parameters and pore fluid control on a large-scale Alpine landslide. Geomorphology 54:49–62.

Wyllie, D.C., Mah, C.W. (2004): Rock Slope Engineering: Civil and Mining (4th ed), Taylor & Francis 2004, S. 431.

Anhang

Anhang A Felsaufnahme

Sohle 1 – Aufschluss 1 (S1a1)

Der Aufschluss S1a1 besteht aus dunklem gräulich gelbem Kalkstein. Er ist sehr deutlich geschichtet und dünn- bis mittelbankig. Die Schichtflächen liegen söhlig oder fallen flach ein. Die etwa senkrecht dazu steil einfallenden Kluffflächen sind eng- bis mittelständig. Anhand der Orientierungen der Trennflächen wurden vier Trennflächengruppen, Schichtflächen (SS) und die Kluffgruppen 1-3 (k1, k2, k3) unterschieden. Aus den Trennflächen und deren Abständen ergibt sich ein gleichmäßiger Gesteinskörper aus klein- bis mittelgroßen Einzelblöcken. Die rauen und welligen Schichtflächen (SS) sind persistent und die glatten und ebenen Kluffflächen (k1-3) setzen an den Schichtflächen ab. Alle Trennflächen sind leicht verwittert und geschlossen.



Abb. A-1: Aufschluss S1a1.

Sohle 1 –Aufschluss 2 (S1a2)

Aufschluss S1a2 besteht aus hellem blassrosa grauem Kalkstein mit deutlicher dünn- bis dickbankiger Schichtung, die z.T. dünne, stark mergelige Lagen aufweist. Fossilien sind in diesem Aufschluss fast gesteinsbildend und die Schichtflächen sind dementsprechend rau und wellig. Die mittel- bis weitständigen Klufflächen fallen steil in unterschiedliche Richtungen ein und sind rau und eben und bis zu 1,2 m persistent. Die Schichtflächen sind bis zu 8 m persistent. Durch die Schichtflächen (SS) und die Klufflächen (k) entsteht ein vielfächiger Gesteinskörper mit systematisch parallelen Schichtflächen. Die Klufflächen (k) sind teilweise offen und sind wie die Schichtflächen (SS) zwischenmittelfrei. Alle Trennflächen sind leicht verwittert und die Trennung der Klufflächen (k) ist eng bis teilweise geöffnet. Die böschungsp parallelen Trennflächen sind in wenigen Fällen weit geöffnet. Die Schichtflächen sind geschlossen.



Abb. A-2: Aufschluss S1a2.

Sohle 1 – Aufschluss 3 (S1a3)

Der Aufschluss S1a3 streicht Nord-Süd und ist ein mäßig verwitterter, heller bräunlich grauer Kalkstein. Er liegt als zusammenhängendes Steinskelett vor. Alle Trennflächen weisen ein allochthones toniges Zwischenmittel auf. Die flach einfallenden, rauhen und welligen Schichtflächen (SS) sind mittelbankig und die steil einfallenden, rauhen und stufigen Klufflächen (k) sind eng- bis mittelständig und bilden zusammen

mittelgroße, prismatische Gesteinskörper. Die Trennung der Diskontinuitäten ist geschlossen bis teilweise geöffnet. Die Schichtflächen (SS) sind durchgängig persistent und die Kluffflächen (k) sind über 0,5 m bis 3,0 m persistent.



Abb. A-3: Aufschluss S1a3.

Sohle 2 – Aufschluss 1 (S2a1)

Der Aufschluss S2a1 besteht aus hellem, graubräunlichem deutlich geschichtetem und mittelbankigem Kalkstein mit mitteldicken Zwischenlagen von Mergelstein. Die flach einfallenden Schichtflächen (SS) sind rau und wellig, persistent und geschlossen. Die steil einfallenden, rauhen und stufigen, eng- bis mittelständigen Kluffflächen (k) sind teilweise geöffnet mit tonigem Zwischenmittel. Ihre Persistenz reicht von 0,5 m bis 3,0 m. Die böschungsparelle Trennfläche ist in wenigen Fällen weit geöffnet. Alle Trennflächen sind leicht verwittert. Die Gesteinskörper sind vielflächig und klein bis mittelgroß. Das Gebirge weist deutliche Verkarstungserscheinungen auf.



Abb. A-4: Aufschluss S2a1.

Sohle 2 – Aufschluss 2 (S2a2)

Der Aufschluss S2a2 besteht aus zwei etwa 90° zueinander streichenden Wänden, die eine Ecke in Sohle 2 bilden. Die Nord-Süd streichende Felswand (Abb. A-5) besteht aus deutlich geschichtetem, hellem bräunlich gelbem Kalkstein. Die Schichtflächen (SS) bilden dicke Bänke mit weitständigen und steil einfallenden Klüften (k). Beide Trennflächengruppen sind über ein paar Meter persistent. Die aus den Trennflächen gebildeten Blöcke scheinen kantengerundet. Der Aufschluss ist nicht genauer kartierbar, da er sturzgefährdet ist.

Der Kalkstein der Ost-West streichenden Felswand (Abb. A-6) ist hell und bräunlich grau. Die Trennflächen sind in diesem Teilaufschluss persistent und bilden scharfkantige Blöcke und liegen ähnlich wie im o.g. Teilaufschluss, haben aber geringere Abstände zueinander. Dieser zweite, ost-west streichende Teil von Aufschluss S2a2 ist ebenfalls nicht genauer kartierbar, da er sturzgefährdet ist.



Abb. A-5: Aufschluss S2a2, Nord-Süd-streichende Felswand.



Abb. A-6: Aufschluss S2a2, Ost-West-streichende Felswand.

Sohle 2 – Aufschluss 3 (S2a3)

Die mittlere Abstände aufweisende Schichtung wird von zwei mittelständigen Kluftgruppen durchzogen. Sowohl die durchgängig verlaufende Schichtung sowie die an ihr absetzenden mittelständigen Klüfte stellen sich rau eben dar. Das Gebirge ist schwach verwittert. Die Schichtung ist geschlossen, die Klüfte teilweise offen. Es kommt jedoch kein Zwischenmittel vor.



Abb. A-7: Aufschluss S2a3.

Sohle 3 – Aufschluss 1 (S3a1)

In diesem Teil des Steinbruchs ist die dickbankige Schichtung glatt wellig ausgeprägt. Dies trifft auch auf die Klüfte zu. Die böschungsbildende Kluft ist engständig, eine weitere zu dieser senkrechtstehende Kluftgruppe ist weitständig. Die Schichtung verläuft durchgängig, die Klüfte setzen an ihr ab. Ein Zwischenmittel konnte in den geschlossenen, teilweise offenen Trennflächen nicht festgestellt werden. Das Gebirge ist leicht verwittert.



Abb. A-8: Aufschluss S3a1.

Sohle 3 – Aufschluss 2 (S3a2)

Der gleichmäßige, leicht verwitterte Gebirgsverband wird hier durch die Schichtung und zwei Kluffgruppen definiert. Die durchgängig verlaufende glatte wellige Schichtung ist als mittelbankig anzusprechen. Sie weist keine Öffnung auf. Die an der Schichtung absetzenden Klüfte sind mittelständig und glatt eben ausgebildet. Ihre Trennung ist als teilweise offen zu bezeichnen.



Abb. A-9: Aufschluss S3a2.

Aufschluss Plettenburg

Der Aufschluss Plettenburg liegt am Wanderweg von der Plettenburg auf dem Plettenberg hinunter in das Tal nach Ratshausen und Hausen am Tann. Der Wanderweg verläuft hier auf einer zu beiden Seiten abfallenden Kammlinie und ist daher, wie auch auf der Abb. A-10 am Rand zu sehen, mit Geländern bzw. Zäunen gesichert.

Der helle leicht bräunliche graue Kalkstein ist im oberen Teil massig ausgebildet und im unteren Teil des Aufschlusses eher mikritisch ausgebildet (s.a. Abb. A-10). Die dünn- bis dickbankigen Schichtflächen (SS) fallen flach ein und sind rau und eben. Die drei eng- bis mittelständigen Kluftgruppen (k1, k2, k3) fallen steil ein. K1 ist glatt und stufig. K2 und k3 sind glatt und eben. Alle Trennflächen sind mäßig verwittert. Die Schichtflächen (SS) sind geschlossen, k1 ist offen und die ungefähr böschungsparell orientierten k2 und k3 (Abb. A-11) sind sehr weit offen. Keine Trennflächen-gruppe weist ein Zwischenmittel auf. Um die Persistenz der Trennflächen zu beurteilen, ist der Aufschluss zu klein.



Abb. A-10: Aufschluss Plettenburg.



Abb. A-11: Aufschluss Plettenburg mit Hand in sehr weit geöffneter Kluft.

PK 1

Der Aufschluss PK 1 liegt unmittelbar westlich eines rezenten Felssturzes des Plettenkellers. Im hellen und massigen Kalkstein wurden persistente, flach einfallende, raue und wellige Schichtflächen (SS) und steil einfallende, raue und ebene, mittel- bis weitständige Klüfte k1 und k2 aufgenommen. Letztere ist ungefähr böschungsparell orientiert. K1 und k2 sind nicht genauer beschreibbar, da das Gestein sehr massig ausgebildet ist. Die SS sind leicht verwittert, geschlossen und sehr dünn- bis dickbankig, aber vorwiegend mittelbankig.



Abb. A-12: Aufschluss PK 1.

PK 2

Der Aufschluss PK 2 besteht aus vorwiegend fossilarmen, gut geschichtetem, hellgrauem und bräunlichem Kalkstein. Die mittelbankige, flach einfallende Schichtung (SS) ist durchgängig persistent, rau und wellig und geschlossen. Die steil einfallenden etwa 90° zueinander orientierten mittelständigen Kluffgruppen k1 und k2 sind glatt und stufig und nur bis zur Schichtdicke persistent. K2 ist teilweise offen. Alle Trennflächen sind leicht verwittert und zwischenmittelfrei. Die Schichten im unteren Teil des Aufschlusses sind fossilreich.



Abb. A-13: Aufschluss PK 2.

PK 3

Der Aufschluss Aufschluss PK 3 besteht aus sehr gut geschichtetem, hellgrau bräunlichem Kalkstein mit flach einfallenden, durchgehend persistenten, rauhen und welligen, mittelbankigen Schichtflächen (SS). Die beiden Kluffgruppen (k1, k2) fallen steil ein. K1 ist engständig und K2 ist weitständig. Beide Kluffgruppen sind glatt und stufig und setzen an SS ab. Es ergeben sich daraus kleine bis mittelgroße, gleichmäßige Gesteinskörper. Alle Trennflächen sind leicht verwittert und zwischenmittelfrei.



Abb. A-14: Aufschluss PK 3.

Tabelle A-T1: RQD-Werte der Aufschlüsse im Steinbruch.

Aufschluss	TFL	mittlere TFL Abstände	RQD nach Palmström	
			Jv	RQD=110-2,5*Jv
		[mm]		
Sohle 1 , A1	SS	200	21,7	55,8
	K1	150		
	K2	200		
	K3	200		
Sohle 1 , A2	SS	330	9,8	85,4
	K1	670		
	K2	500		
	K3	300		
Sohle 1 , A3	SS	375	8,0	89,9
	K1	370		
Sohle 2 , A1	SS	170	13,7	75,7
	K1	260		
	K2	260		
Sohle 2 , A3	SS	340	10,8	82,9
	K1	250		
	K2	250		
Sohle 3 , A1	SS	720	15,3	71,8
	K1	80		
	K2	1000		
Sohle 3 , A2	SS	500	5,0	97,5
	K1	630		
	K2	700		

Tabelle A-T2: RQD-Werte der Aufschlüsse am Plettenkeller.

Aufschluss	TFL	mittlere TFL Abstände	RQD	
			nach Palmström	
		[mm]	Jv	RQD=110-2,5*Jv
Am Trauf	SS	200	15,0	72,5
	K1	200		
	K2	200		
Plettenburg	SS	390	14,2	74,5
	K1	160		
	K2	180		
PK 1	SS	350	6,9	92,7
	K1	420		
	K2	600		
PK 2	SS	280	10,8	83,0
	K1	260		
	K2	290		
PK 3	SS	350	13,2	76,9
	K1	150		
	K2	285		

Tabelle A-T3: RMR-Punktzahlen der TFL (JCond89) der Aufschlüsse im Steinbruch.

Aufschluss	JCond89						
	TFL	Persistenz	Öffnungs- weite	Rauigkeit	Füllung	Verwitterung	<u>SUMME</u>
Sohle 1 , A1	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	6	1	6	5	24
	K2	6	6	1	6	5	24
	K3	6	6	1	6	5	24
Sohle 1 , A2	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	4	4	5	6	5	24
	K2	6	4	5	6	5	26
	K3	6	4	5	6	5	26
Sohle 1 , A3	SS	0	4	5	2	3	14
	K1	4	4	1	6	3	18
Sohle 2 , A1	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	6	1	6	5	24
	K2	6	1	1	6	5	19
Sohle 2 , A3	SS	0	4	5	6	5	20
	K1	6	4	5	6	5	26
	K2	6	4	5	6	5	26
Sohle 3 , A1	SS	5	6	3	6	5	25
	K1	6	5	1	6	5	23
	K2	6	6	1	6	5	24
Sohle 3 , A2	SS	0	6	3	6	5	20
	K1	0	4	1	6	5	16
	K2	2	4	1	6	5	18

Tabelle A-T4: RMR-Punktzahlen der TFL (JCond89) der Aufschlüsse am Plettenkeller.

Aufschluss	JCond89						
	TFL	Persistenz	Öffnungs- weite	Rauigkeit	Füllung	Verwitterung	<u>SUMME</u>
Am Trauf	SS	2	6	5	6	5	24
	K1	2	1	1	6	5	15
	K2	2	1	1	6	5	15
Plettenburg	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	1	1	6	5	19
	K2	6	0	1	6	5	18
PK 1	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	4	5	6	5	26
	K2	0	4	5	6	5	20
PK 2	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	3	1	6	5	21
	K2	6	1	1	6	5	19
PK 3	SS	0	6	5	6	5	22
	K1	6	4	3	6	5	24
	K2	6	4	3	6	5	24

Tabelle A-T5: Berechnete GSI-Werte der Aufschlüsse im Steinbruch.

Aufschluss	GSI					
	TFL	1,5*JCond89	RQD/2	GSI	Ø	
Sohle 1 , A1	SS	33,0	27,9	60,9	71	
	K1	36,0	27,9	63,9		
	K2	36,0	27,9	63,9		
	K3	36,0	27,9	63,9		
Sohle 1 , A2	SS	33,0	42,7	75,7		
	K1	36,0	42,7	78,7		
	K2	39,0	42,7	81,7		
	K3	39,0	42,7	81,7		
Sohle 1 , A3	SS	21,0	44,9	65,9		
	K1	27,0	44,9	71,9		
Sohle 2 , A1	SS	33,0	37,9	70,9		74
	K1	36,0	37,9	73,9		
	K2	28,5	37,9	66,4		
Sohle 2 , A3	SS	30,0	41,5	71,5		
	K1	39,0	41,5	80,5		
	K2	39,0	41,5	80,5		
Sohle 3 , A1	SS	37,5	35,9	73,4	74	
	K1	34,5	35,9	70,4		
	K2	36,0	35,9	71,9		
Sohle 3 , A2	SS	30,0	48,7	78,7		
	K1	24,0	48,7	72,7		
	K2	27,0	48,7	75,7		

Tabelle A-T6: Berechnete GSI-Werte der Aufschlüsse am Plettenkeller.

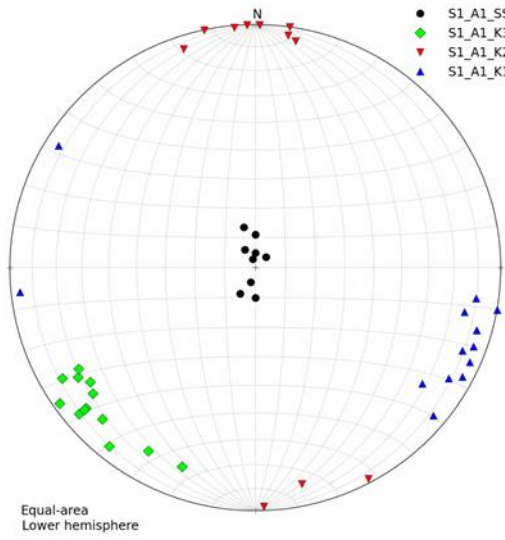
Aufschluss	GSI				
	TFL	1,5*JCond89	RQD/2	GSI	Ø
Am Trauf	SS	36,0	36,3	72,3	65
	K1	22,5	36,3	58,8	
	K2	22,5	36,3	58,8	
Plettenburg	SS	33,0	37,3	70,3	
	K1	28,5	37,3	65,8	
	K2	27,0	37,3	64,3	
PK 1	SS	33,0	46,4	79,4	75
	K1	39,0	46,4	85,4	
	K2	30,0	46,4	76,4	
PK 2	SS	33,0	41,5	74,5	
	K1	31,5	41,5	73,0	
	K2	28,5	41,5	70,0	
PK 3	SS	33,0	38,5	71,5	
	K1	36,0	38,5	74,5	
	K2	36,0	38,5	74,5	

Tabelle A-T7: Rock-SCHMIDT Q-Werte.

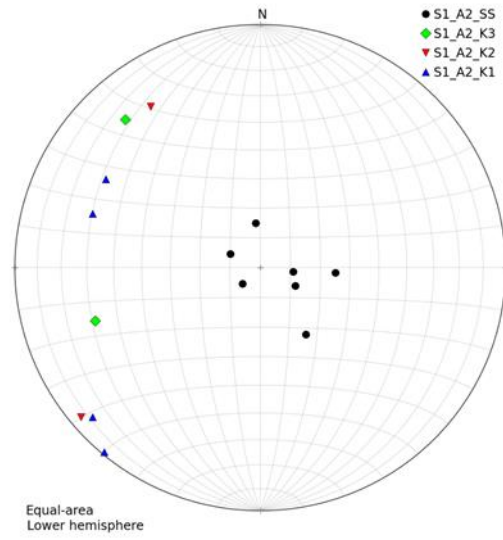
Aufschluss	Mittlerer Q-Wert (aus 10 Einzelmessungen)	Erläuterung
S1a2	50,5	Schichtung, in Aufschlusswand
	54,5	Schichtung, an Block vor Aufschlusswand liegend
	64,5	Kluft 1, frische Bruchfläche
	56,5	Kluft 2
	66,0	Kluft 3
S2a1	48,0	Schichtung
	37,5	Kluft 1
	62,5	Kluft 2
S2a3	40,5	Schichtung
	56,0	Kluft 1
S3a1	35,5	Schichtung
	54,5	Kluft 1
S3a2	56,0	Kluft 1
Plettenburg	43,5	Schichtung
	50,5	Kluft 1
	39,0	Kluft 2
Keller 2	55,0	Schichtung
	51,5	Kluft 1
	50,0	Kluft 2
Keller 3	42,0	Schichtung
	65,5	Kluft 1
	63,5	Kluft 2

Tafel A-T8a: Polpunktdarstellungen des Trennflächengefüges

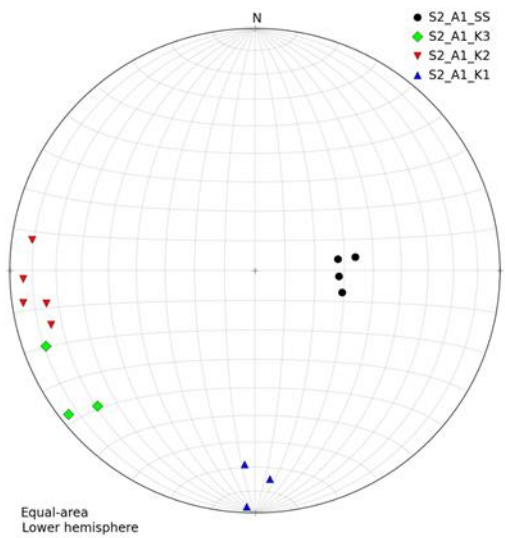
Aufschluss S1a1



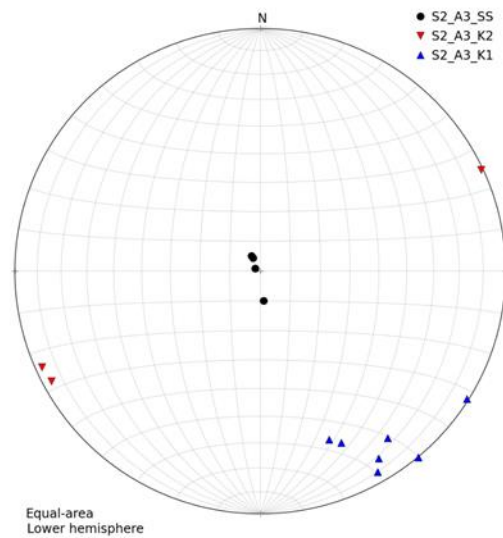
Aufschluss S1a2



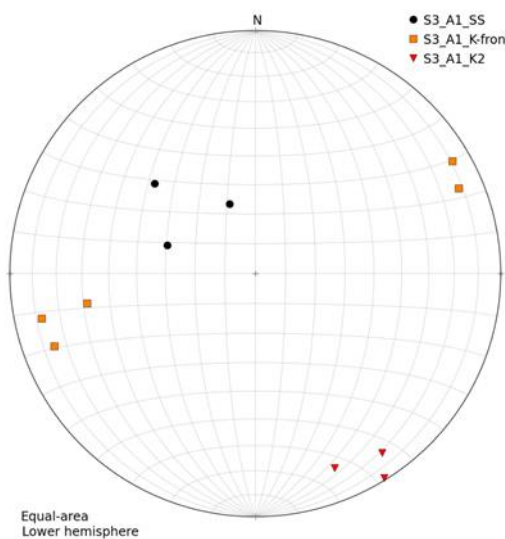
Aufschluss S2a1



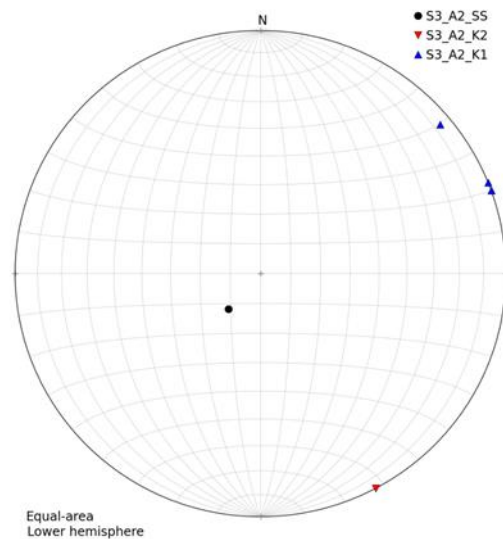
Aufschluss S2a3



Aufschluss S3a1

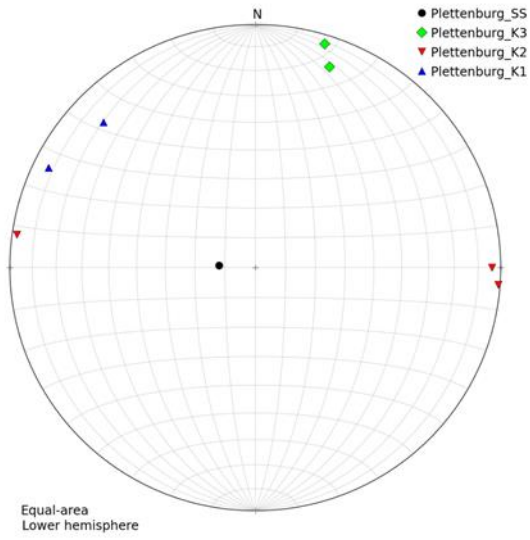


Aufschluss S3a2

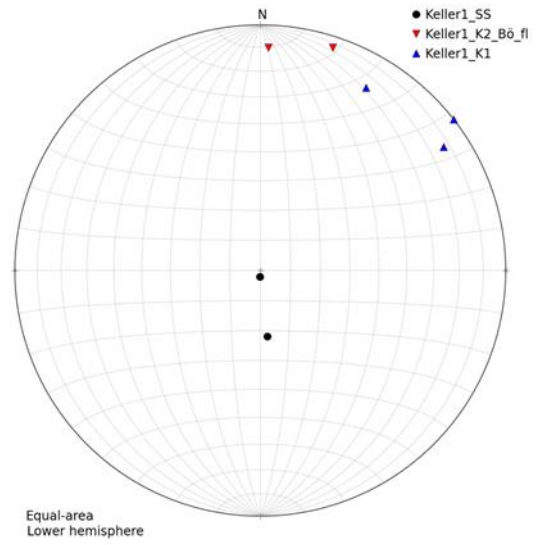


Tafel A-T8b: Polpunktdarstellungen des Trennflächengefüges

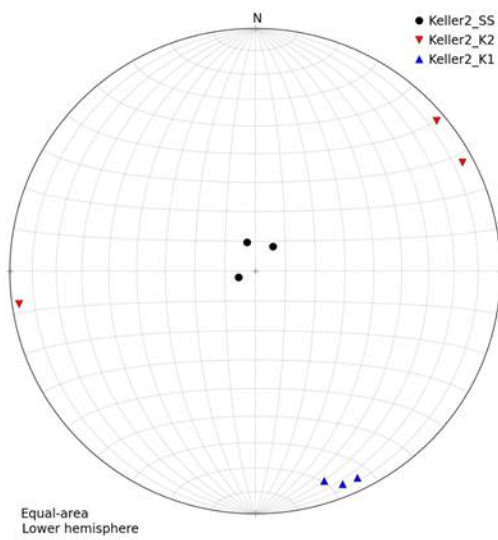
Aufschluss Plettenburg



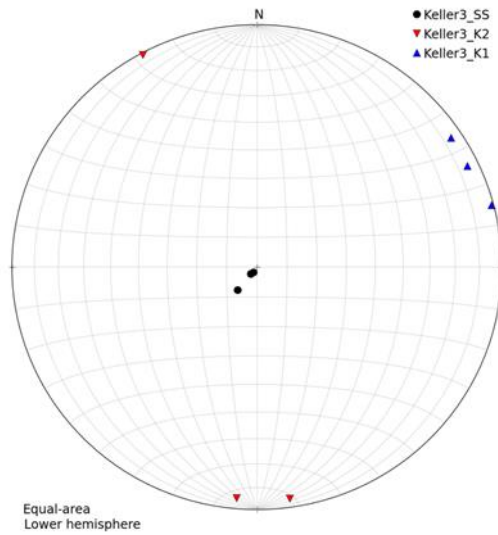
Aufschluss PK1



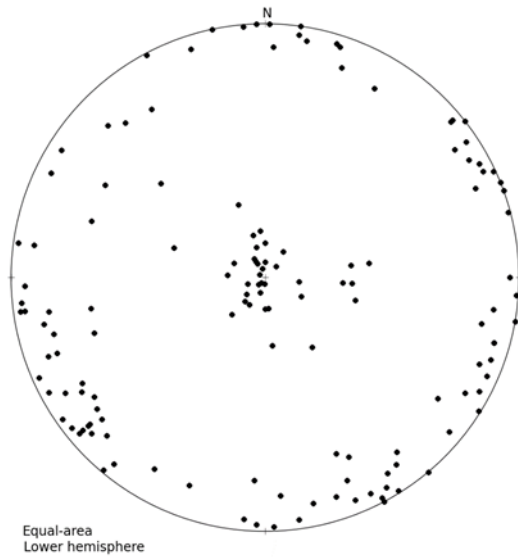
Aufschluss PK2



Aufschluss PK3

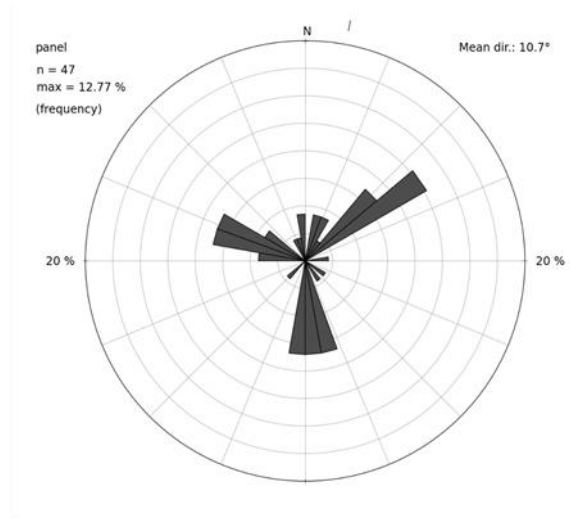


Gesamtschau Aufschlüsse

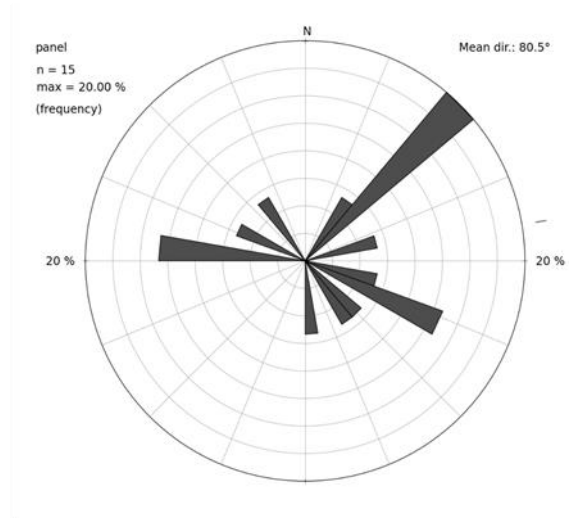


Tafel A-T9a: Klutfrosen des Trennflächengefüges

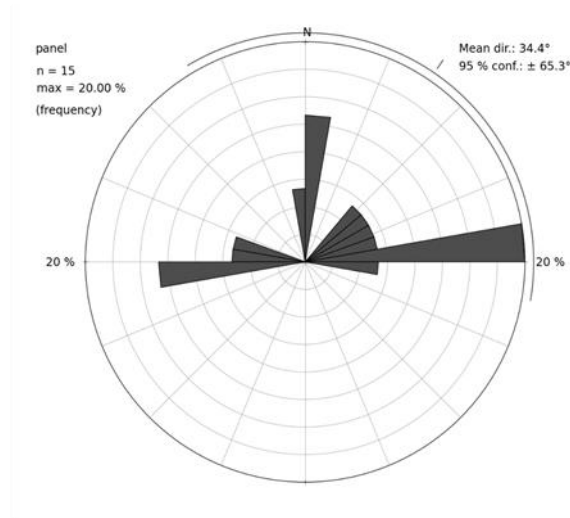
Aufschluss S1a1



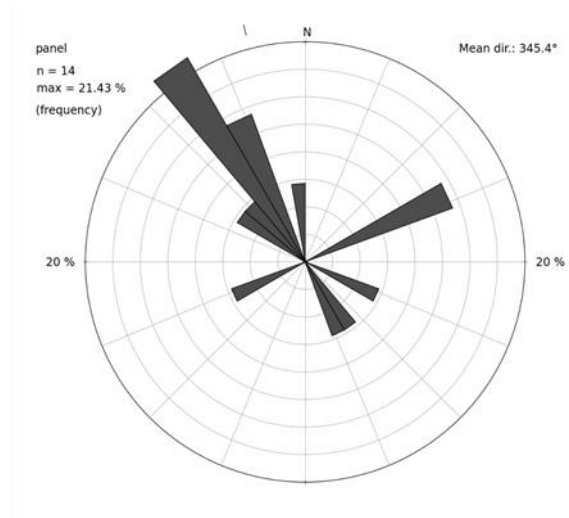
Aufschluss S1a2



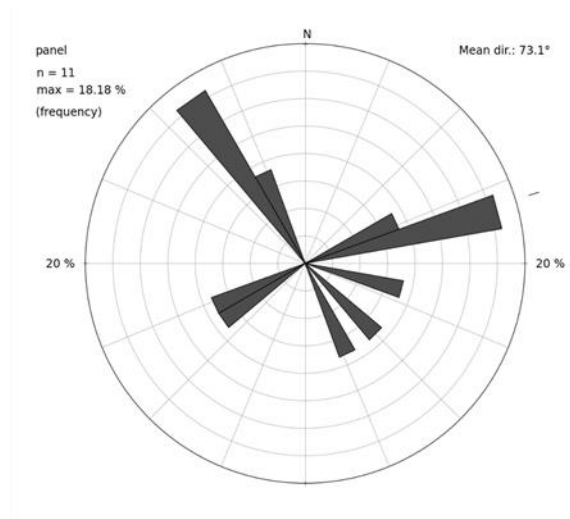
Aufschluss S2a1



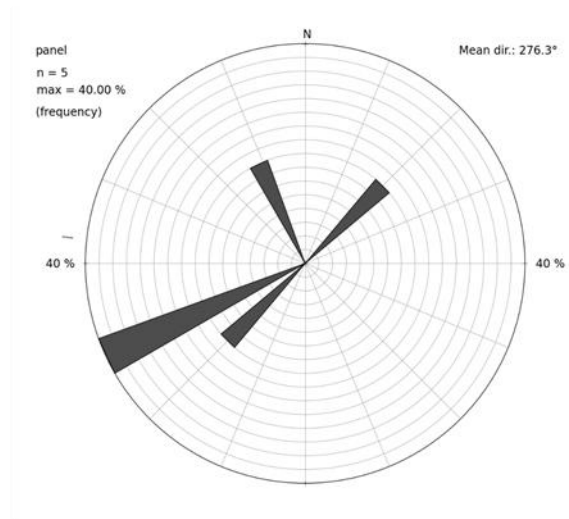
Aufschluss S2a3



Aufschluss S3a1

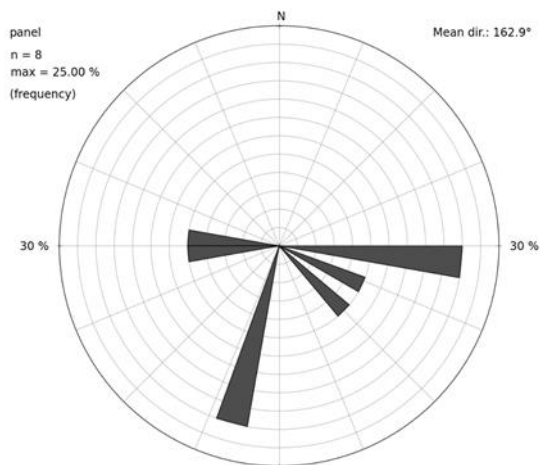


Aufschluss S3a2

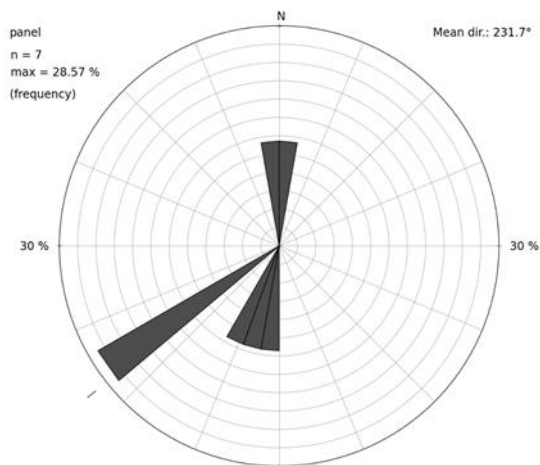


Tafel A-T9b: Klutfrosen des Trennflächengefüges

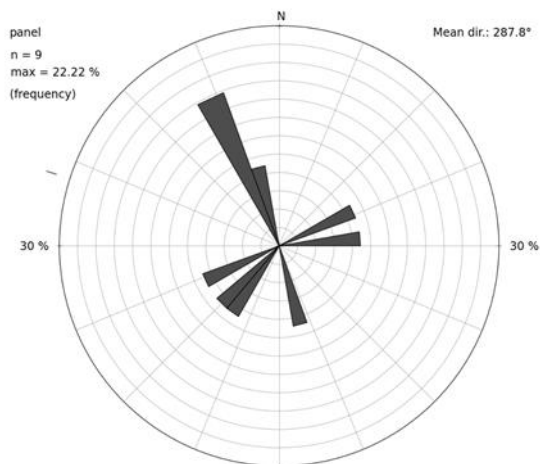
Aufschluss Plettenburg



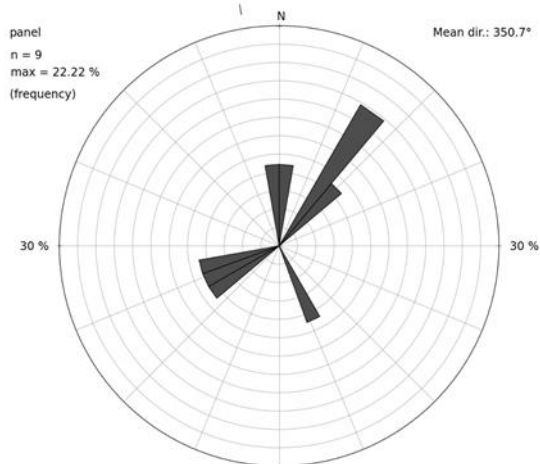
Aufschluss PK1



Aufschluss PK2



Aufschluss PK3



Gesamtschau Aufschlüsse

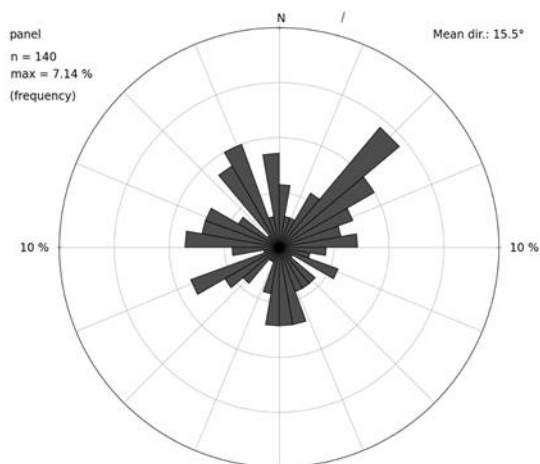


Tabelle A-T10: Punkte im RMR-System nach Bieniawski (1989).

Parameter		Ranges of values							
1	Strength of intact rock material	Point load strength index (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	For this low range uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial compressive strength (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	< 1	1 - 5
		Rating	15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD (%)		90 - 100	75 - 100	50 - 75	25 - 50	< 25		
		Rating	20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
		Rating	20	15	10	8	5		
4	Conditions of discontinuities		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered wall rock	Slickensided surfaces of Gouge < 5 mm thick or Separation 1 - 5 mm Continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
		Rating	30	25	20	10	0		
5	Ground-water	Inflow per 10 m tunnel length (l/min)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		ratio (joint water pressure) (major principal stress)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating	15	10	7	4	0		

Tabelle A-T11: Punkte im RMR-System nach Bieniawski (1989) für den Zustand der Trennflächen (JCond89).

Parameter	Ratings				
Discontinuity length (persistence)	< 1m	1 - 3	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	Hard filling			Soft filling	
	None	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
	6	5	3	1	0

Tabelle A-T12: Festigkeitsklassen nach Bieniawski (1989).

Ratings	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Class no.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

Anhang B Ermittlung gebirgsmechanischer Parameter

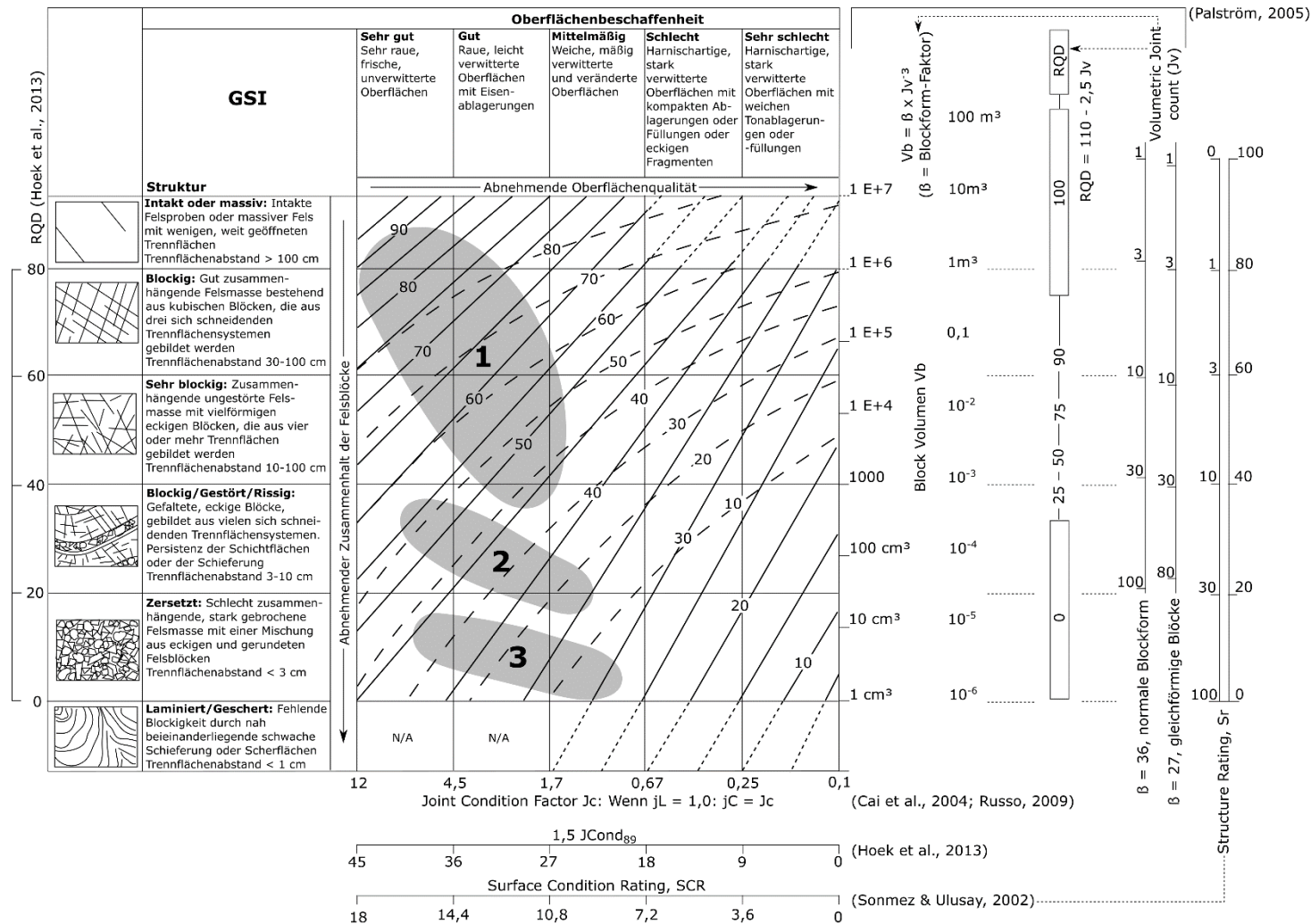


Abb. B-1: GSI Bereiche für massive Kalksteine (1), dünnbankige Kalksteine (2) oder brekzierte Kalksteine (3) (verändert nach Duran (2016) und Marinos & Hoek (2000)).

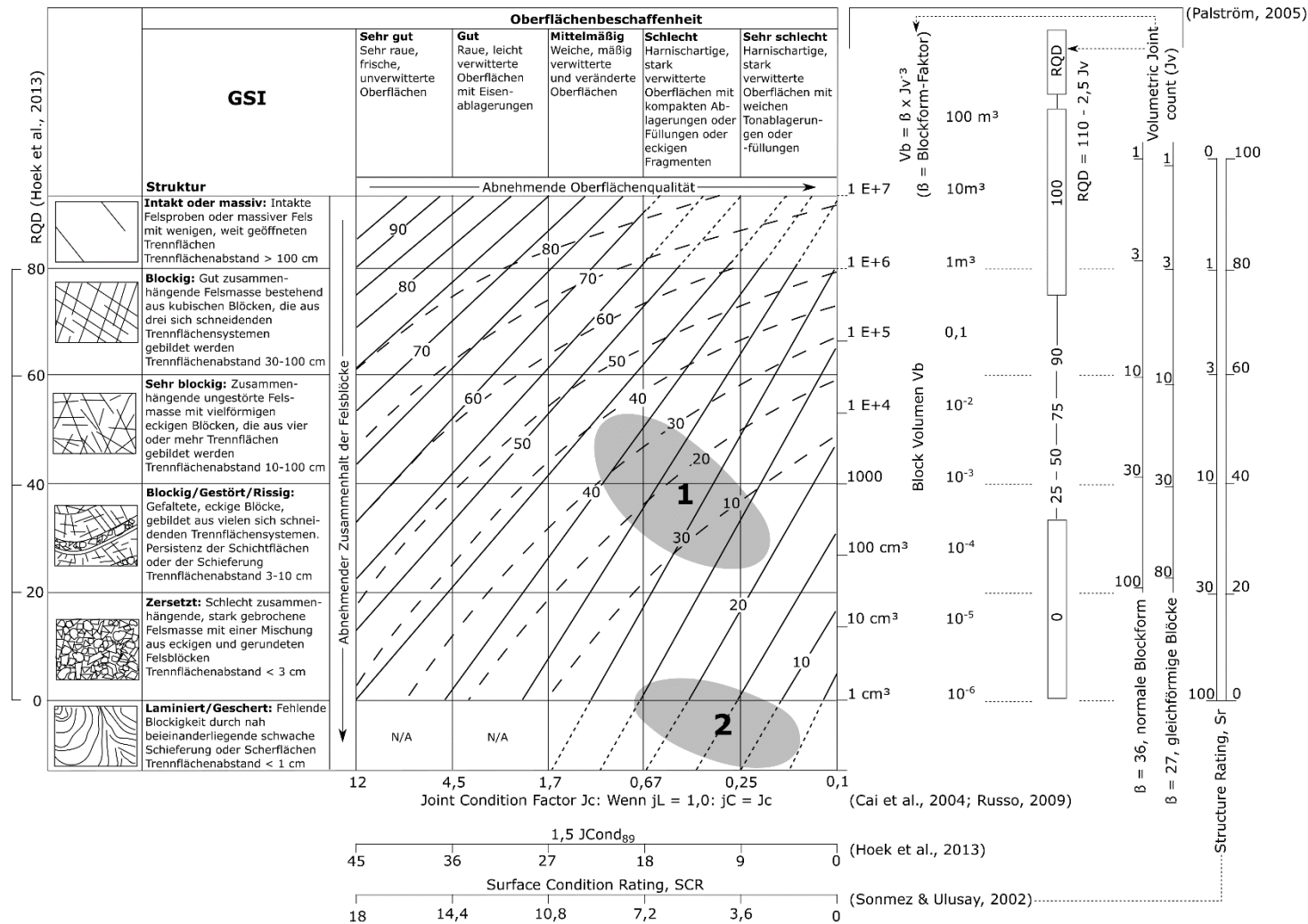


Abb. B-2: GSI Bereiche für geschichtete, geschieferte und/oder zerbrochene (1) oder gescherte bzw. brekzierte (2) Siltsteine, Tonsteine und Tonschiefer (verändert nach Duran (2016) und Marinos & Hoek (2000)).

Anhang C Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchung für Gleitkreise und Blockgleiten

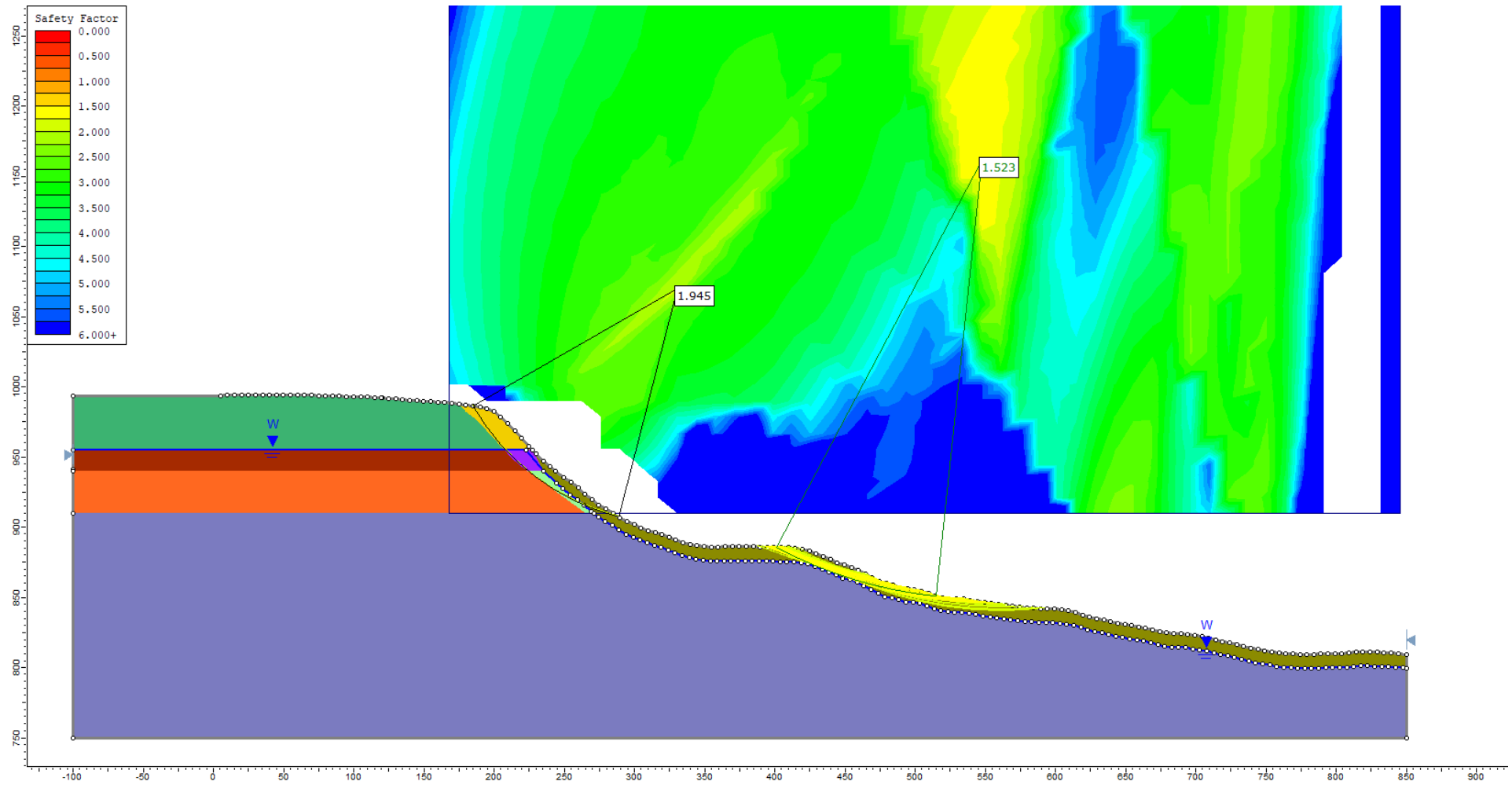


Abb. C- 1: Profil des E Hangs im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

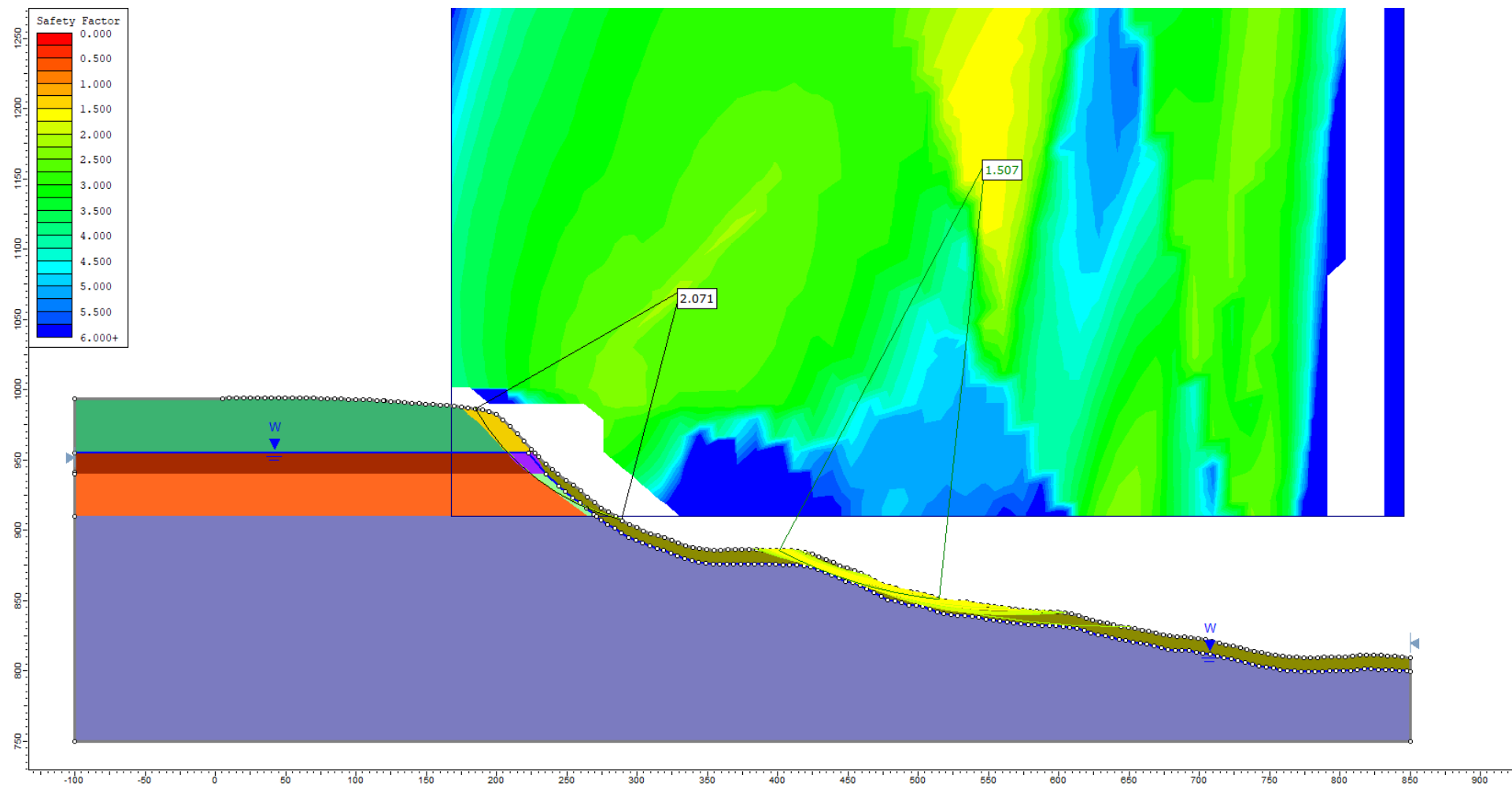


Abb. C- 2: Profil des E Hangs im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

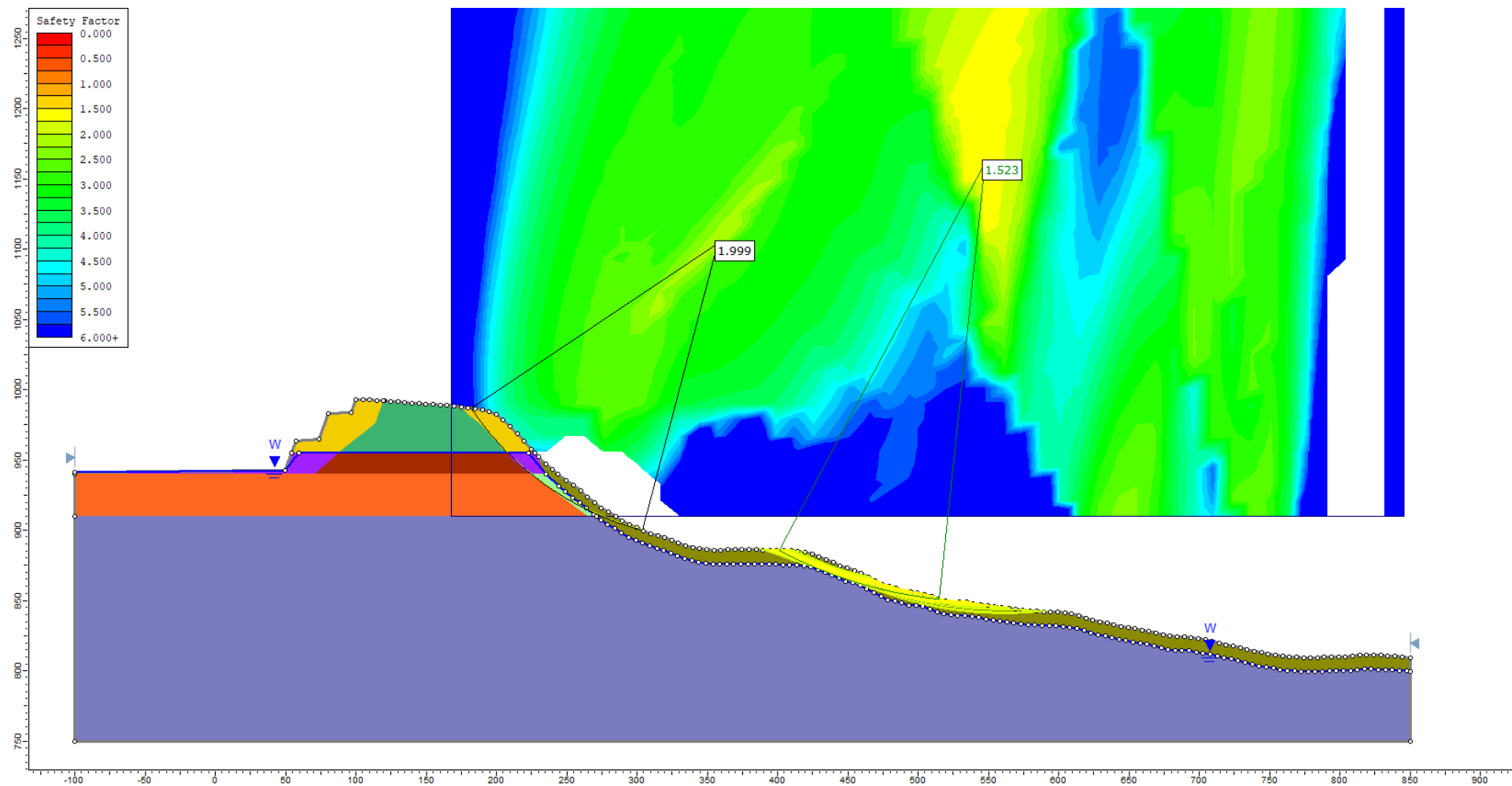


Abb. C- 3: Profil des E Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

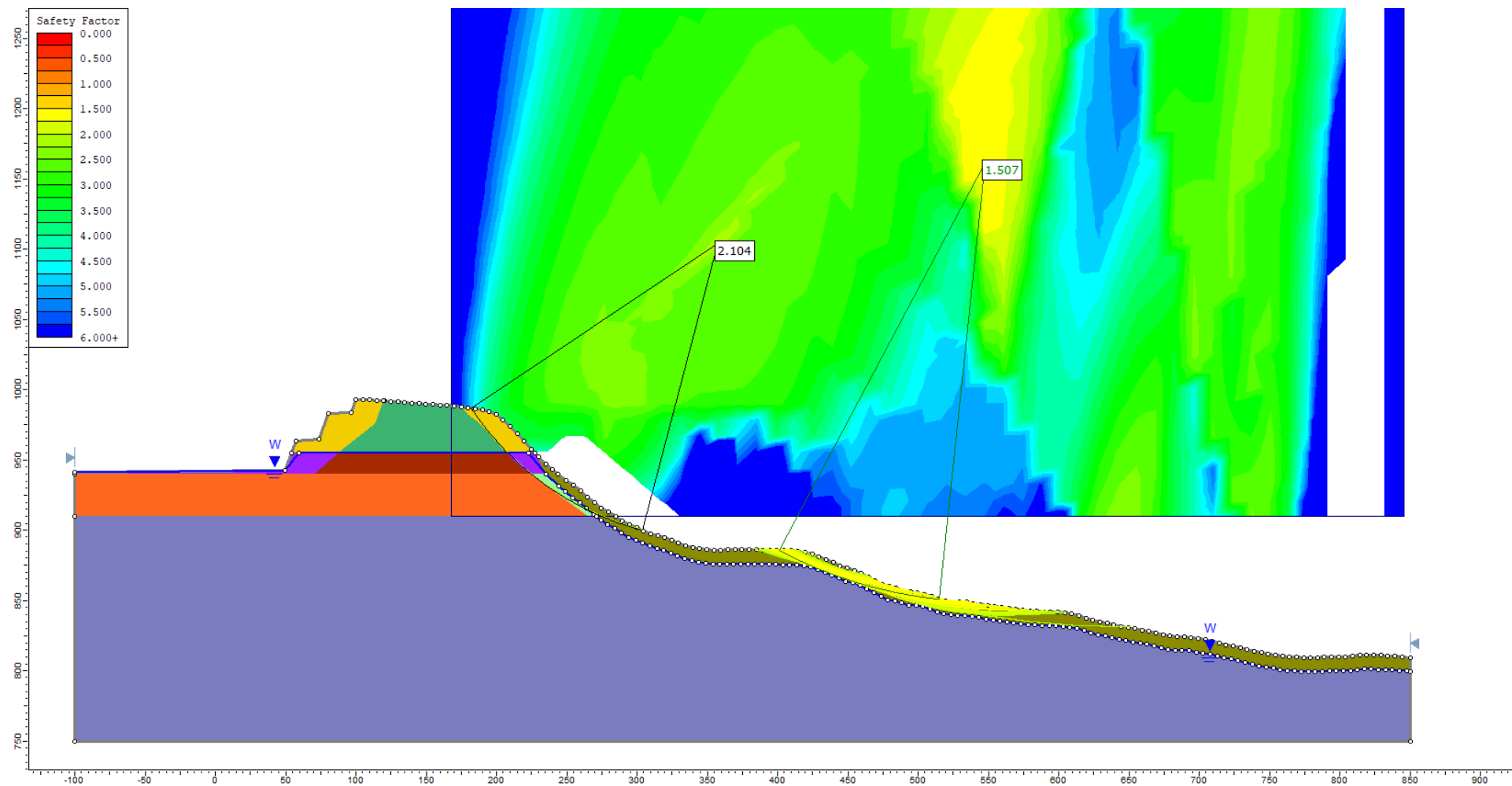


Abb. C- 4: Profil des E Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

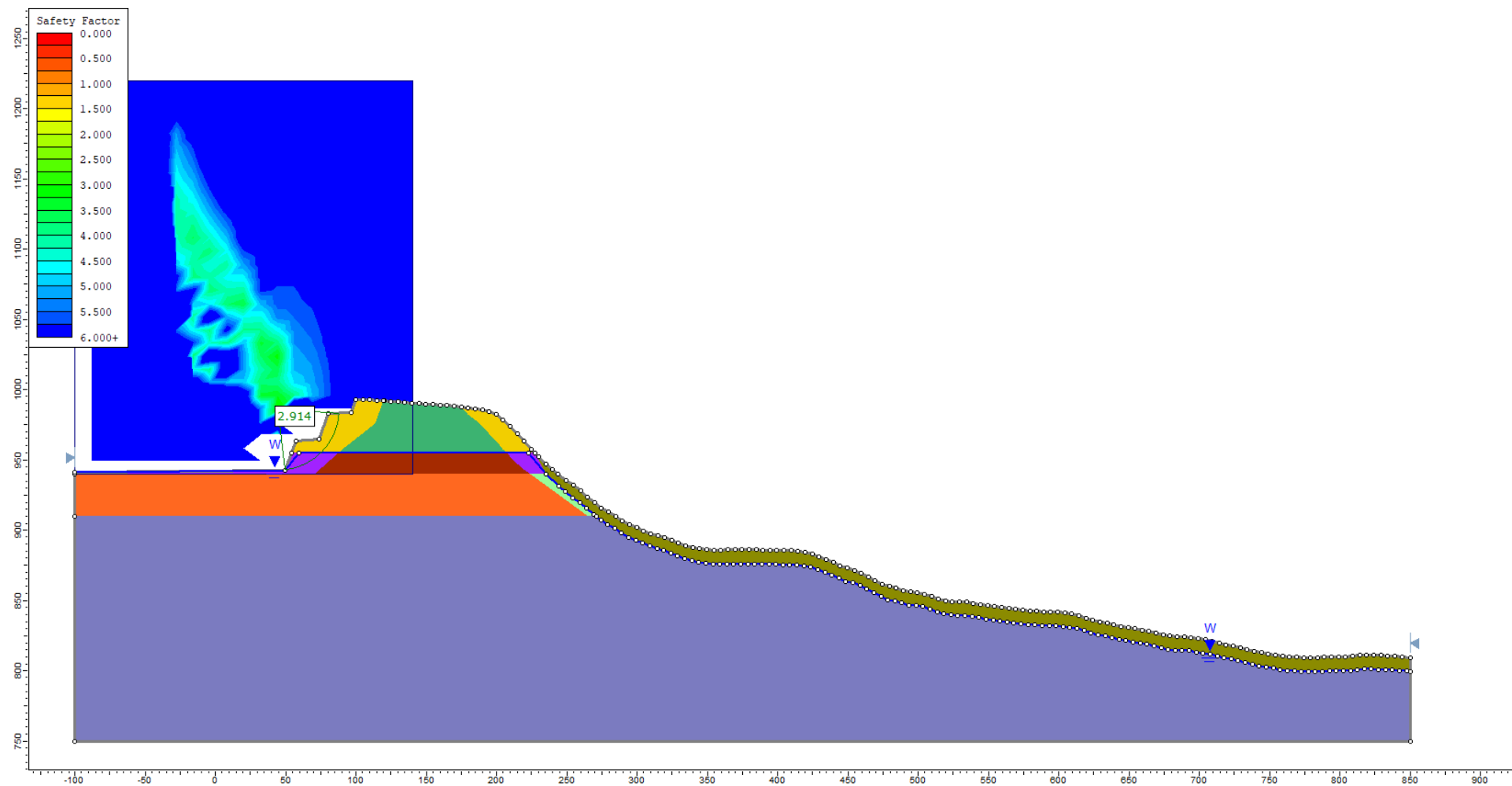


Abb. C- 5: Profil des E Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

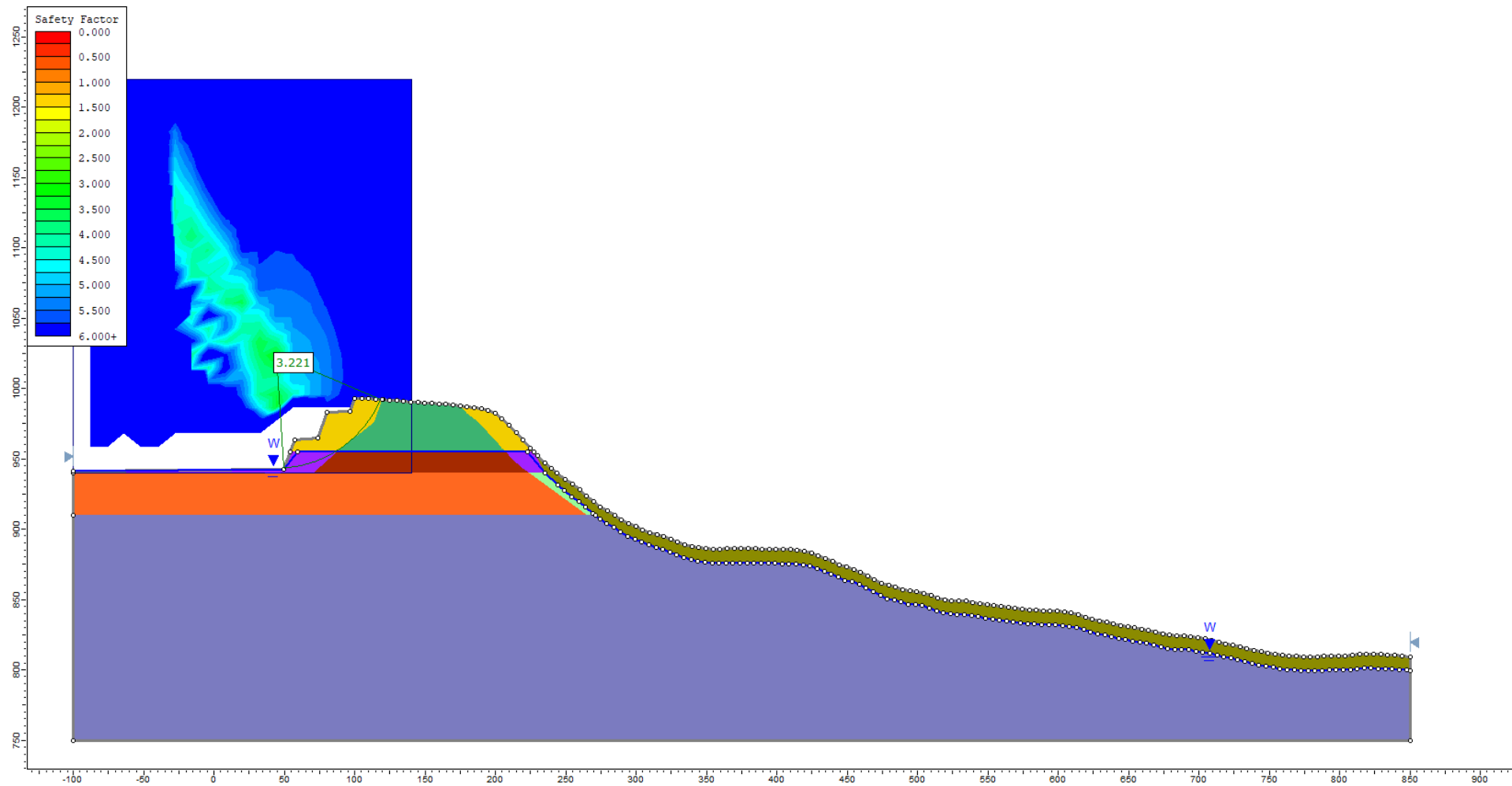


Abb. C- 6: Profil des E Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

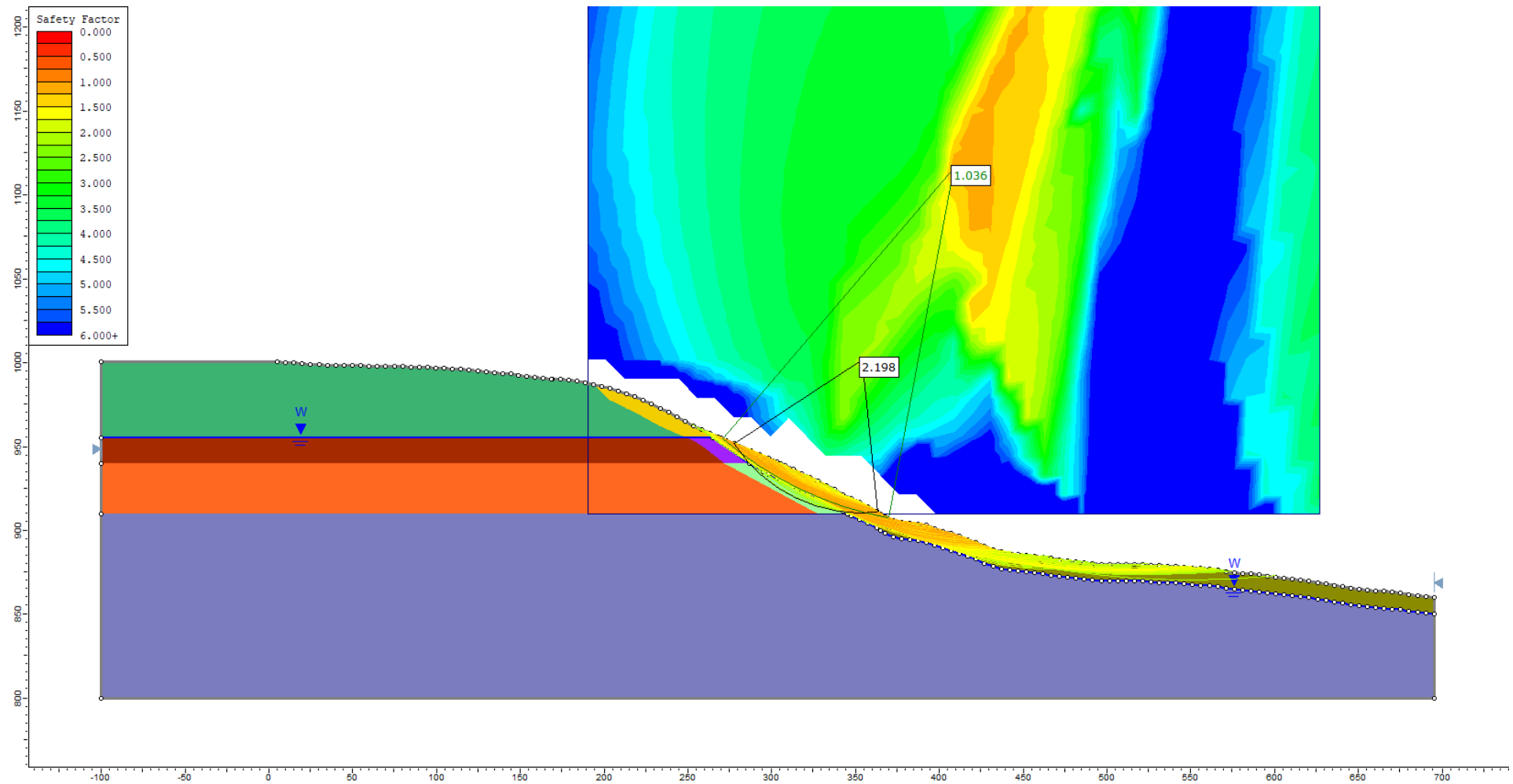


Abb. C- 7: Profil des W Hangs im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

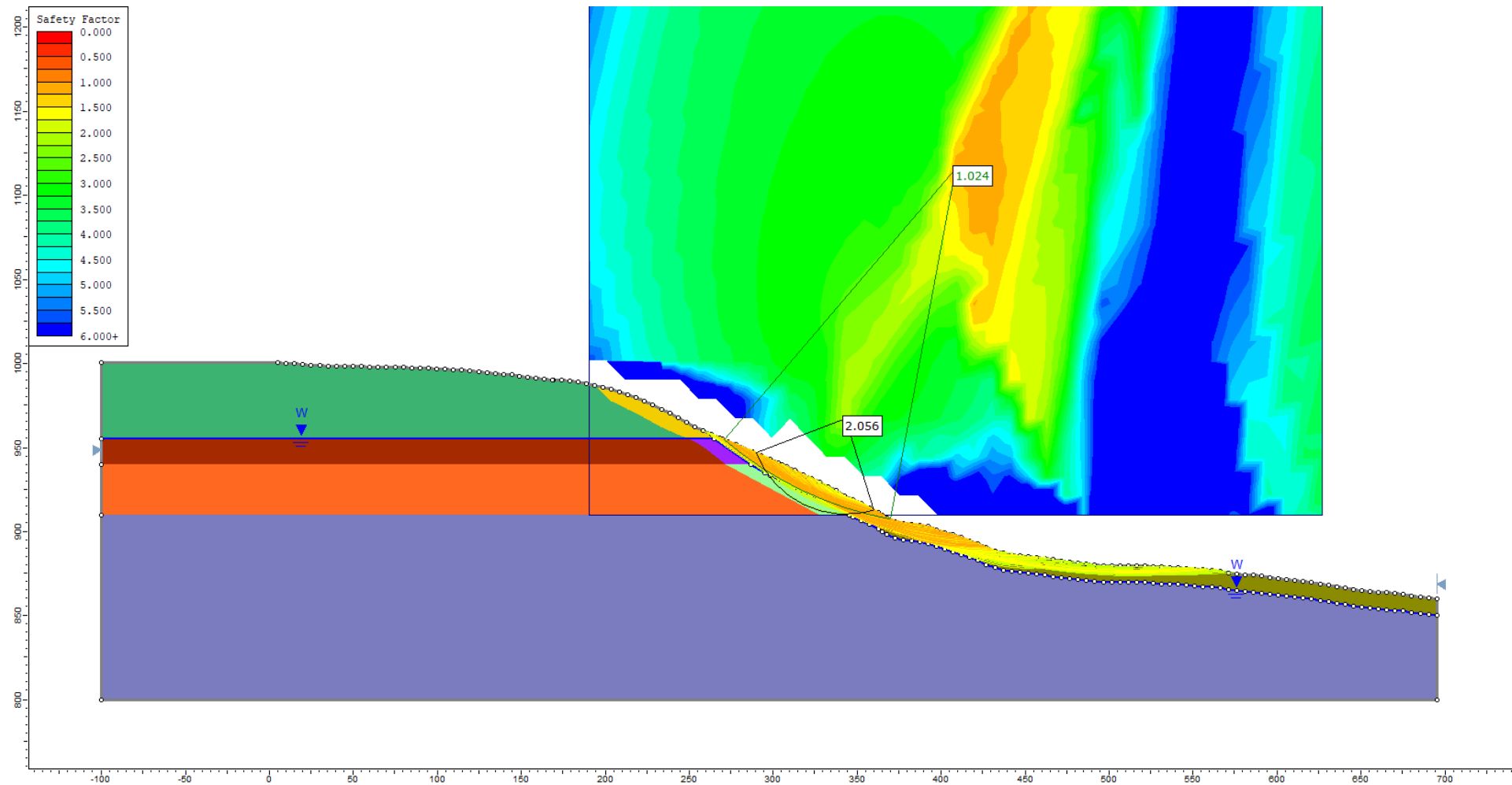


Abb. C- 8: Profil des W Hangs im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

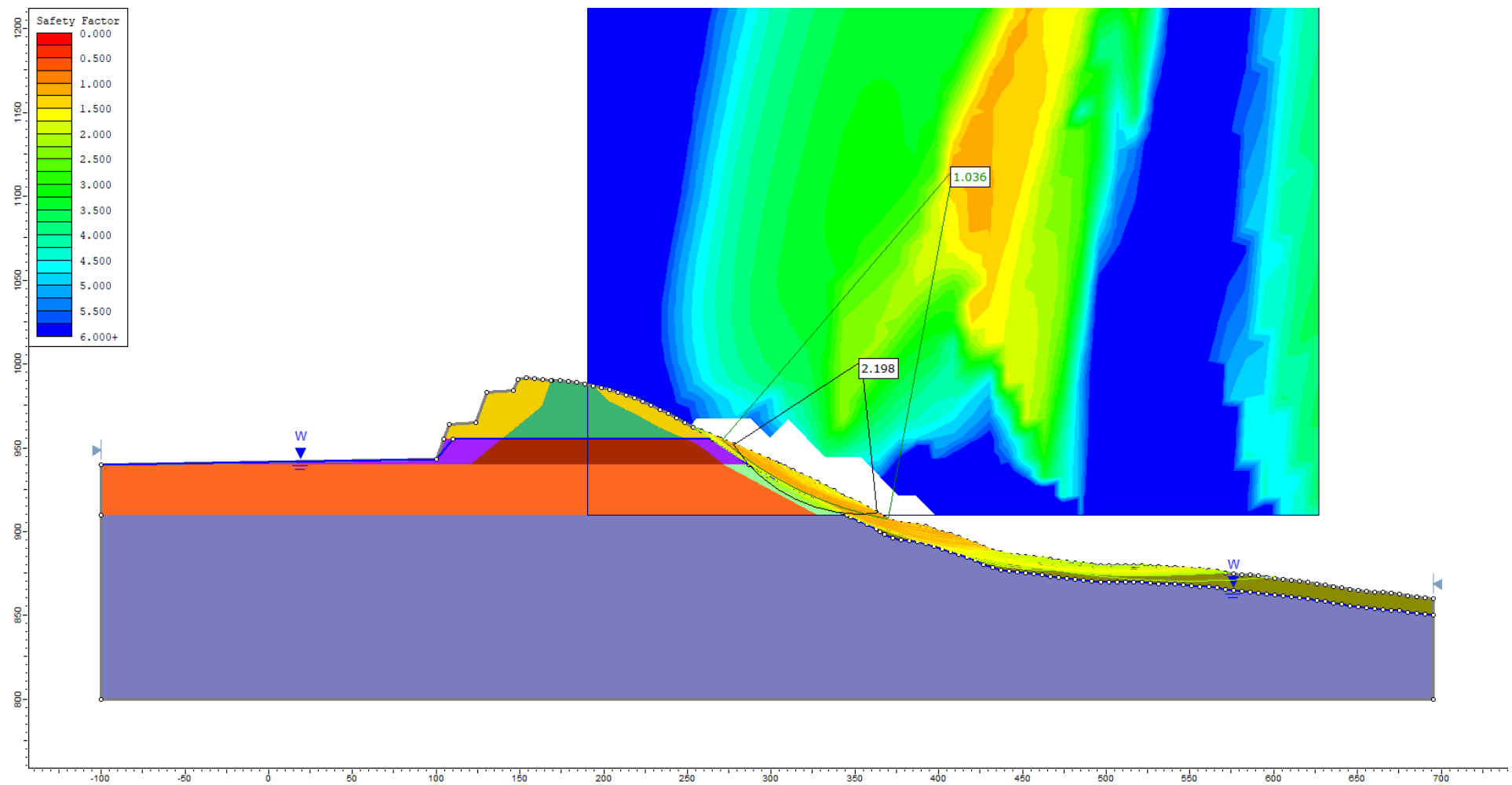


Abb. C- 9: Profil des W Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

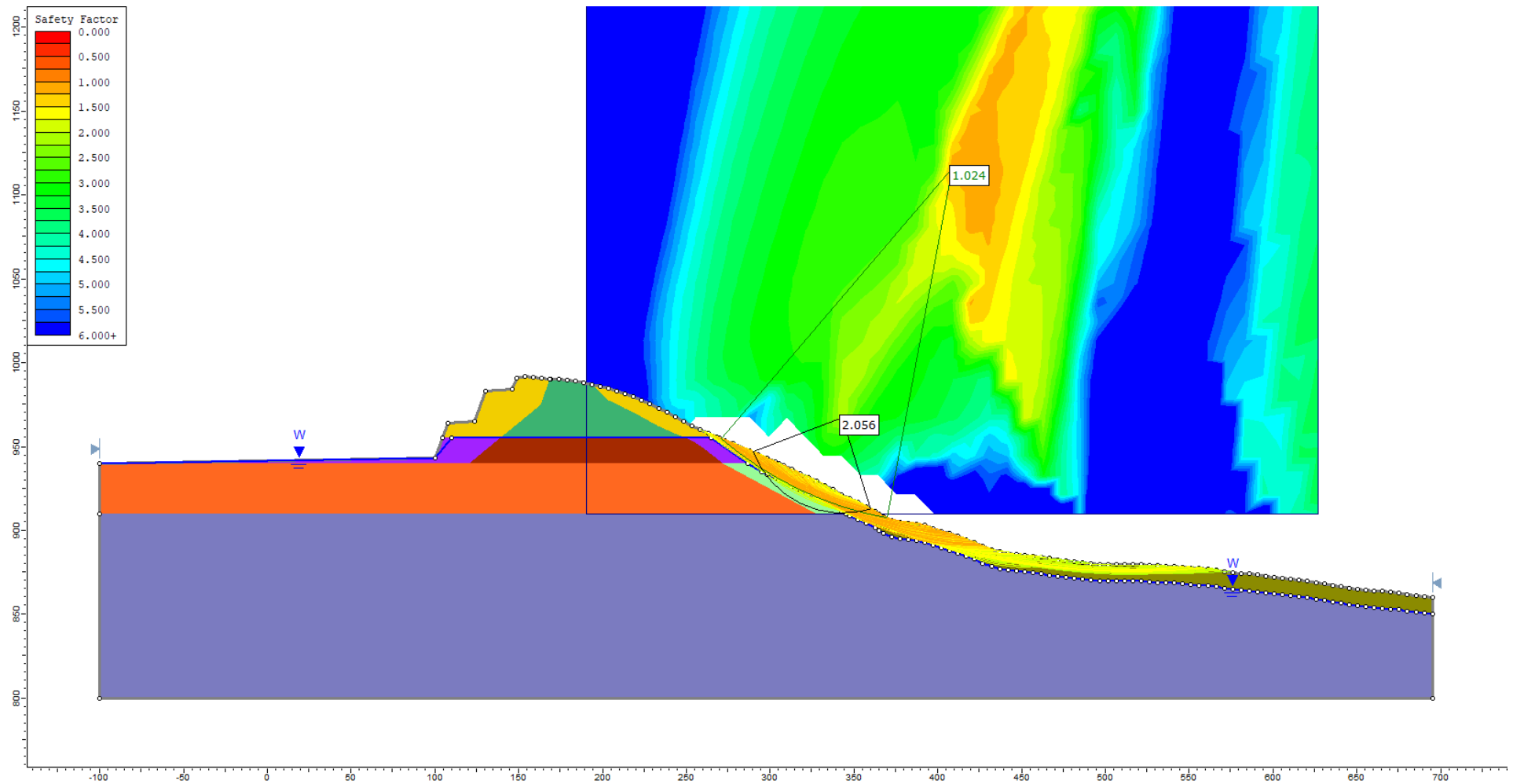


Abb. C- 10: Profil des W Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

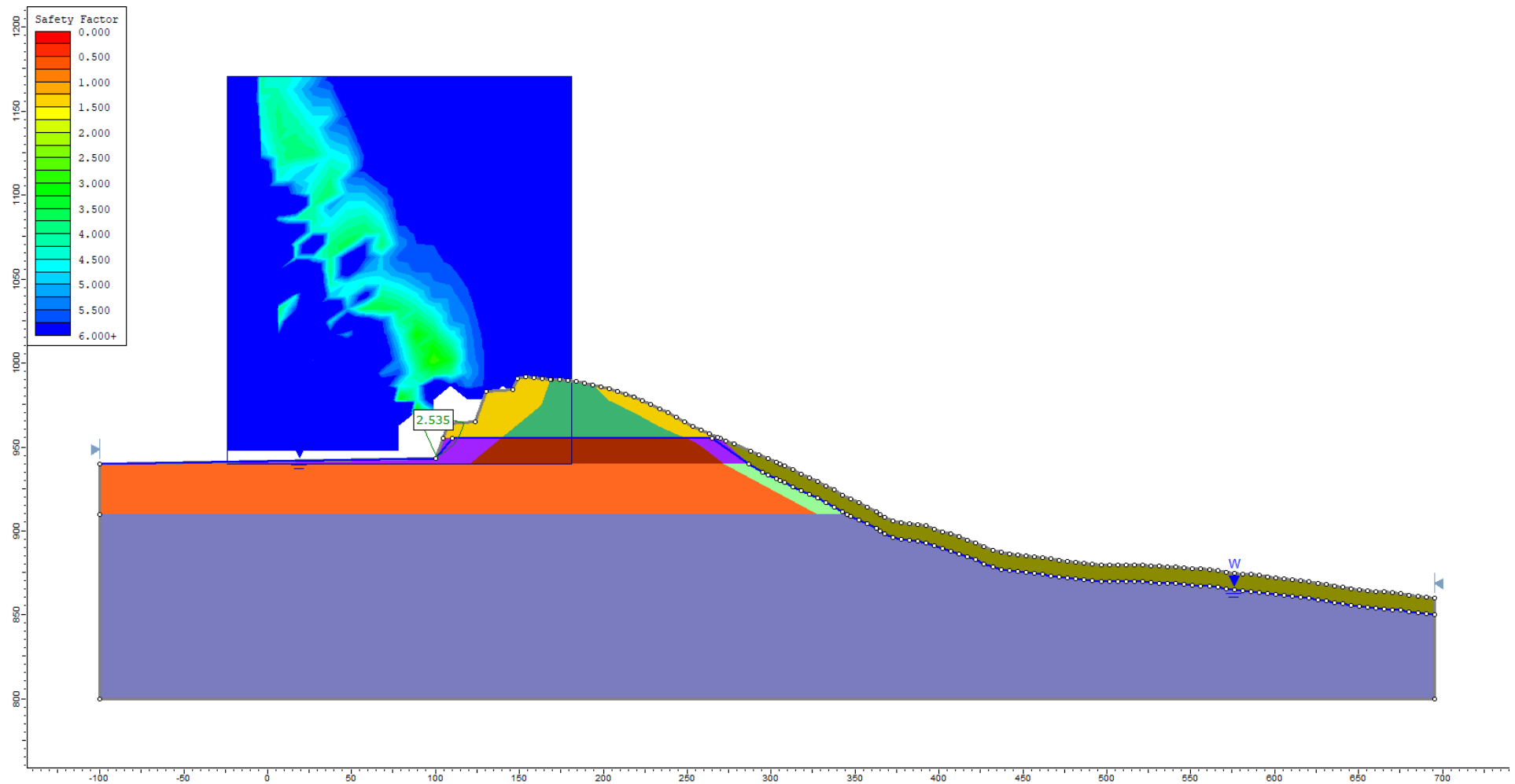


Abb. C- 11: Profil des W Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

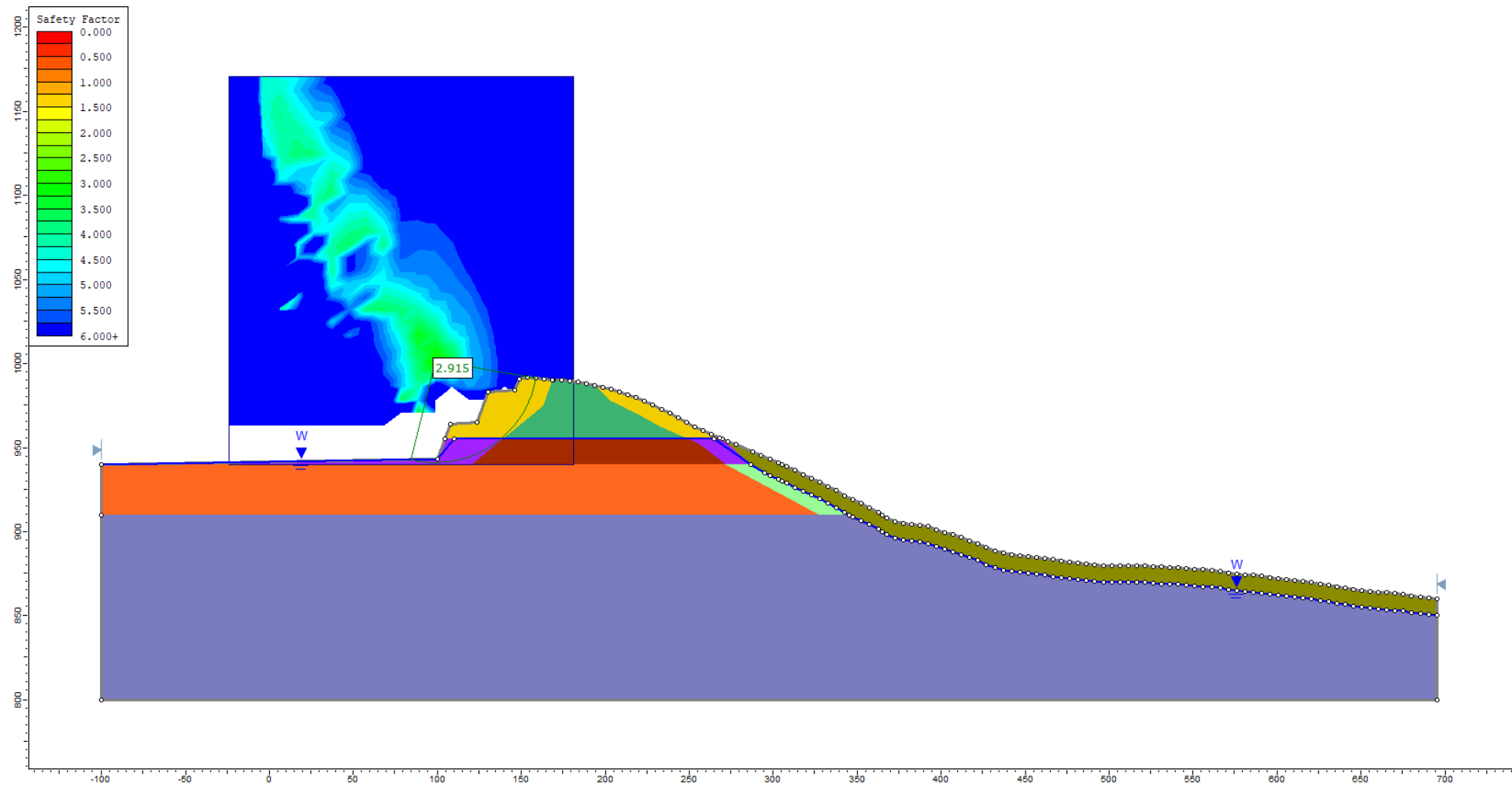


Abb. C- 12: Profil des W Hangs zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

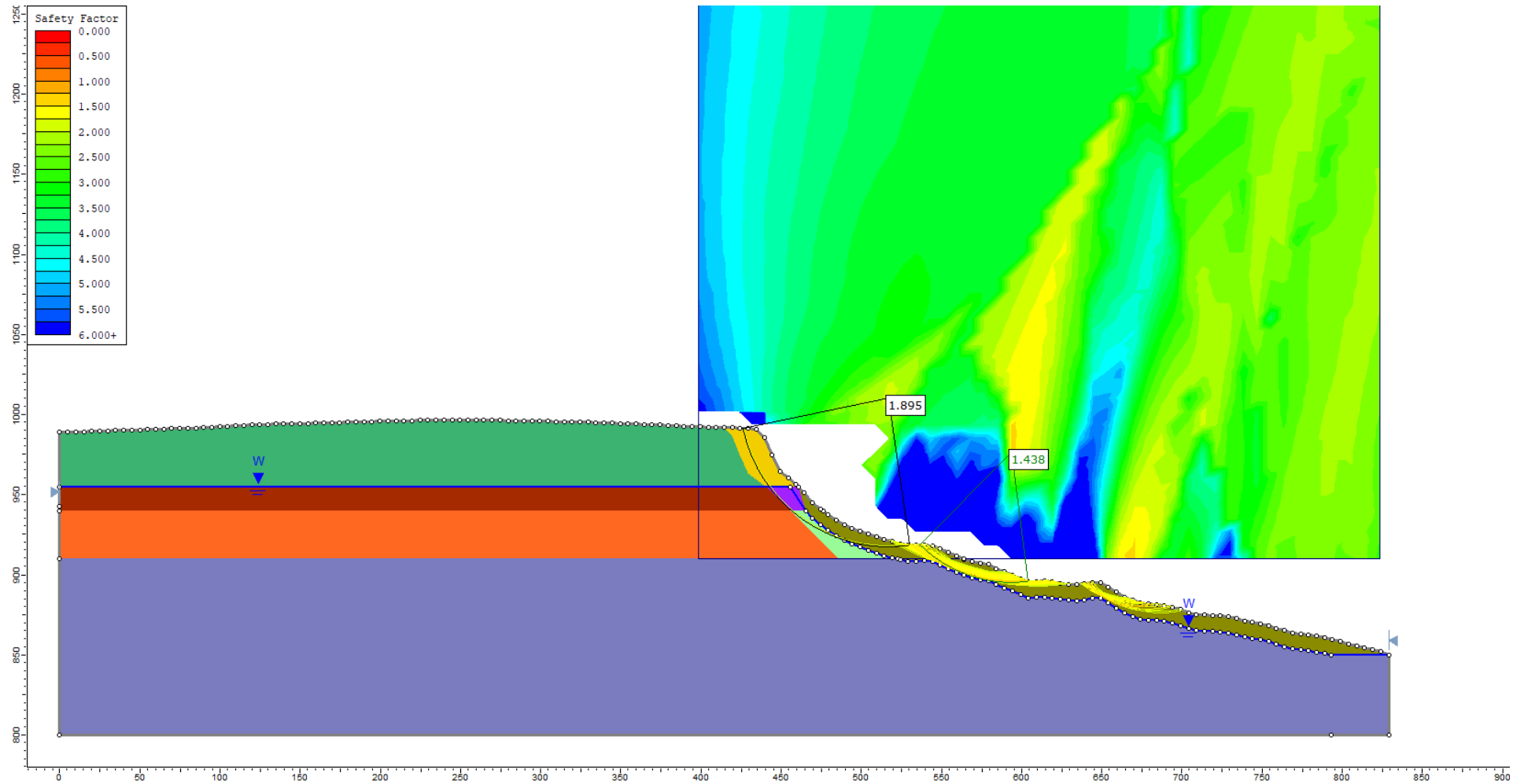


Abb. C- 13: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

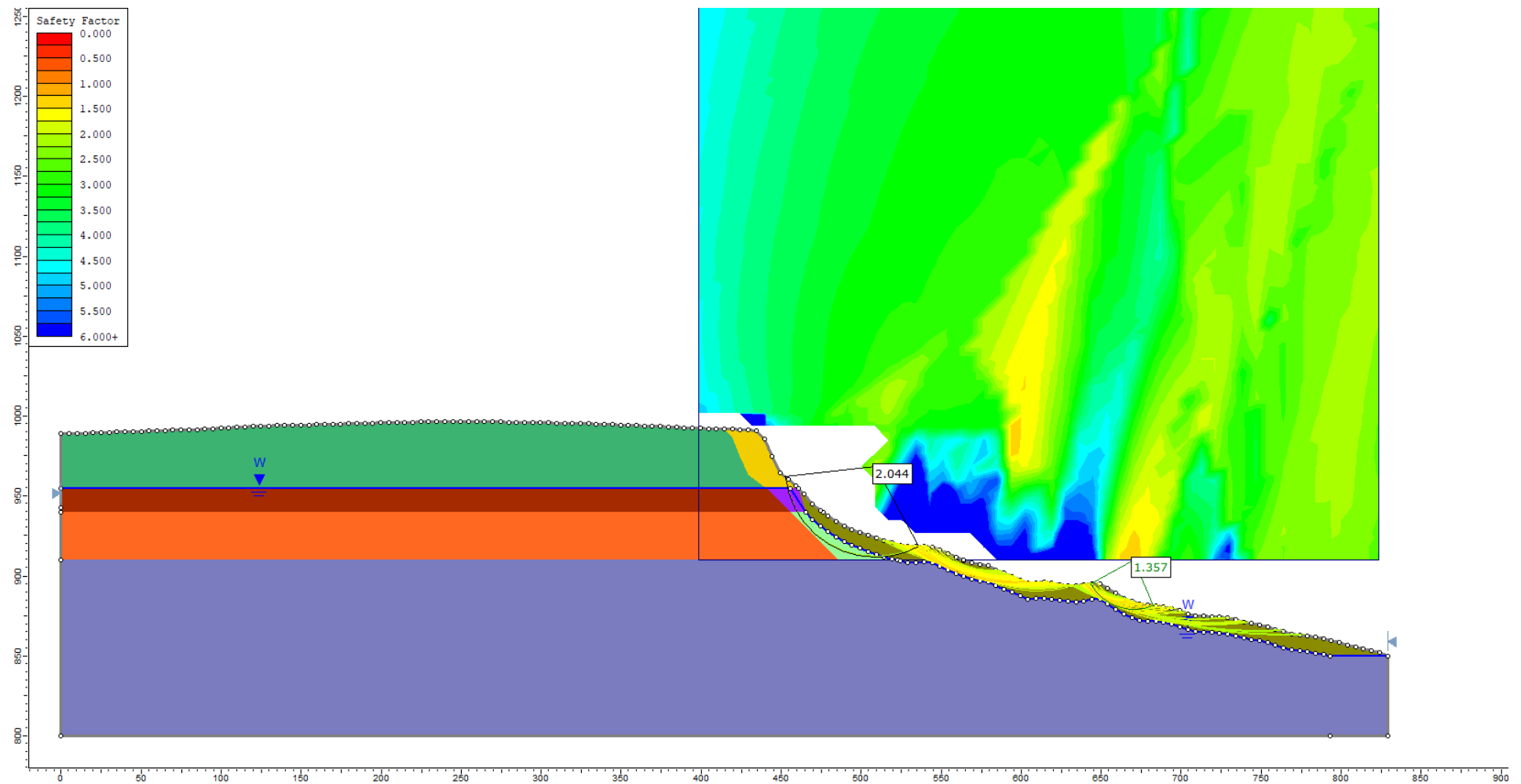


Abb. C- 14: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

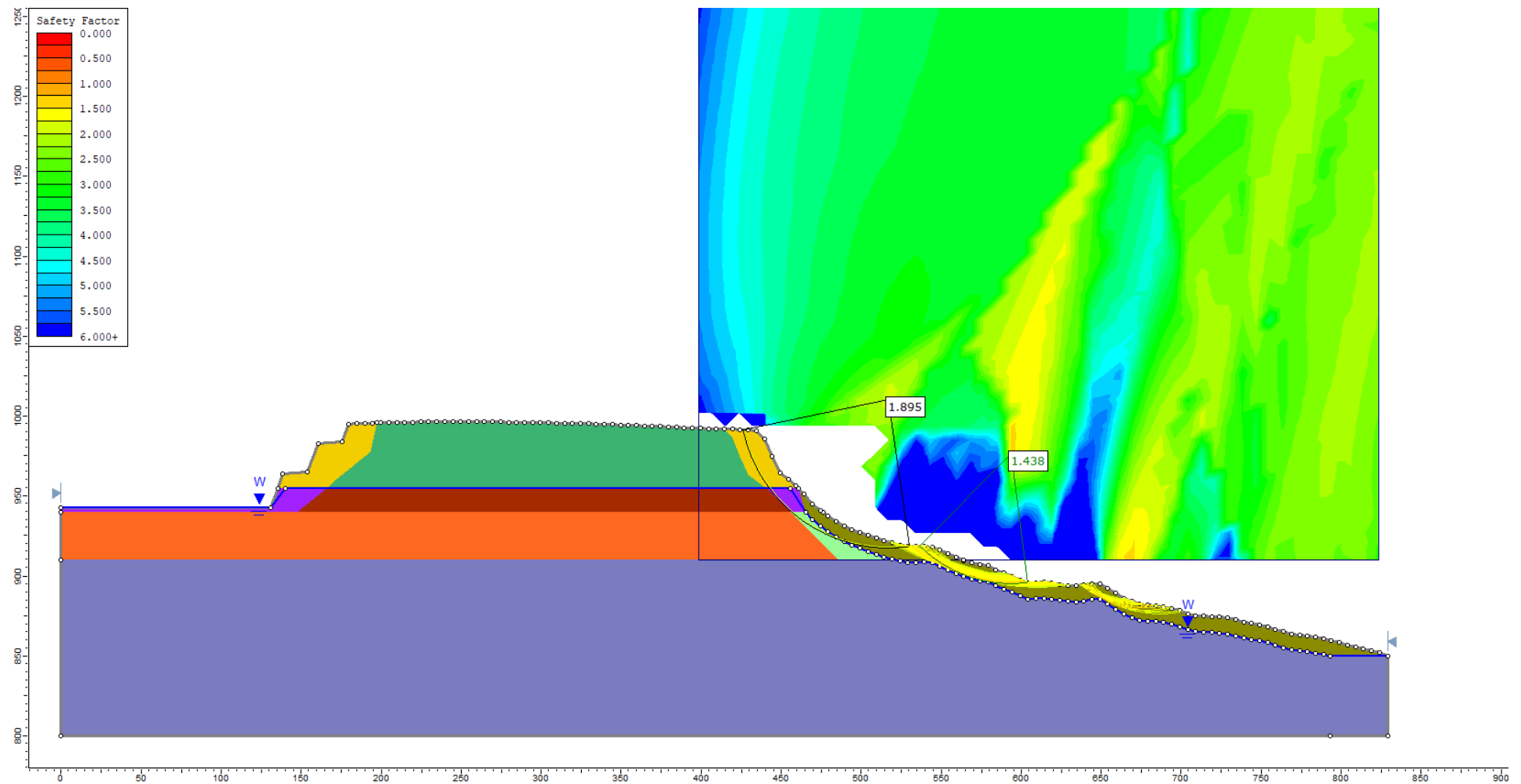


Abb. C- 15: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Bishop.

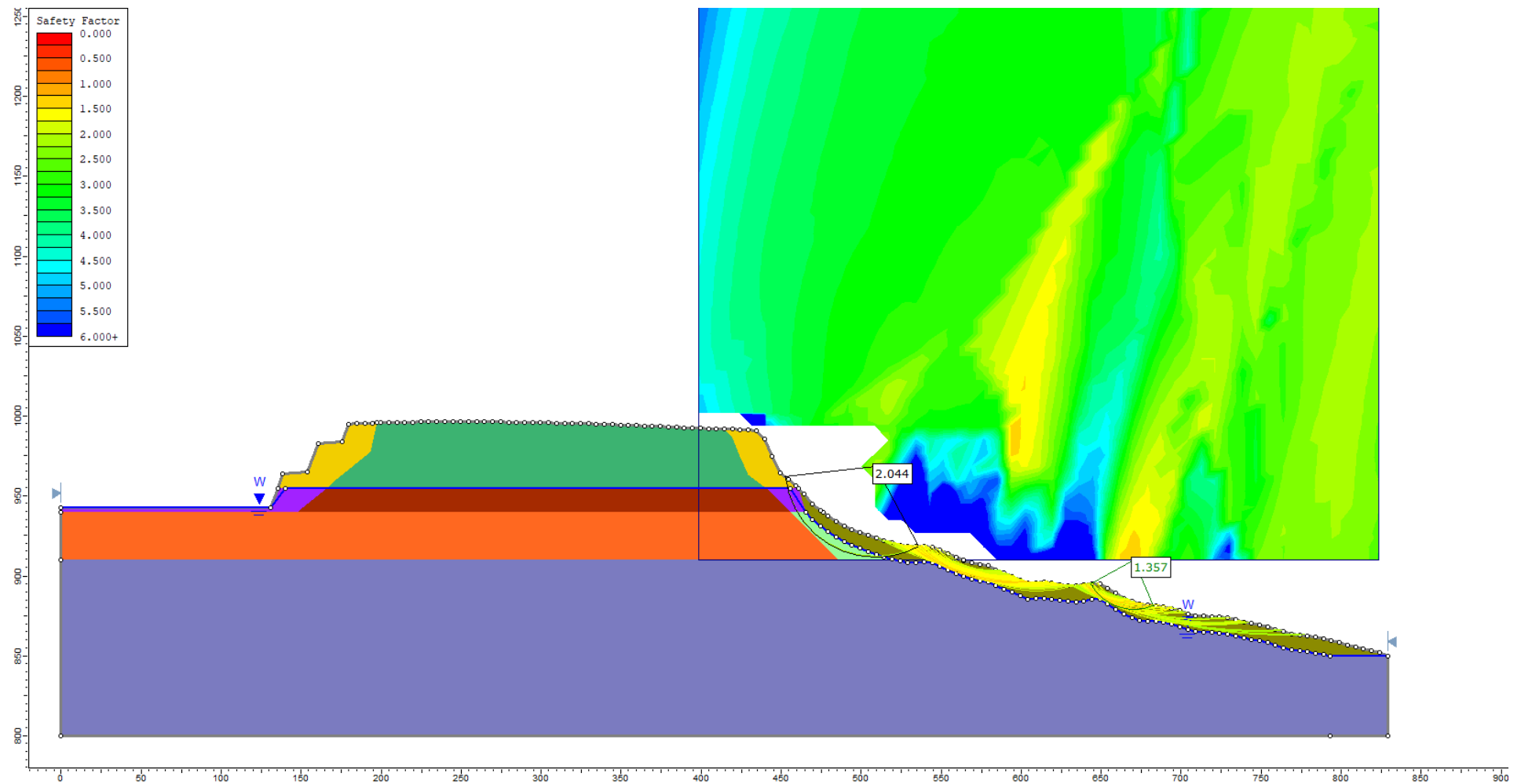


Abb. C- 16: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs nach Janbu.

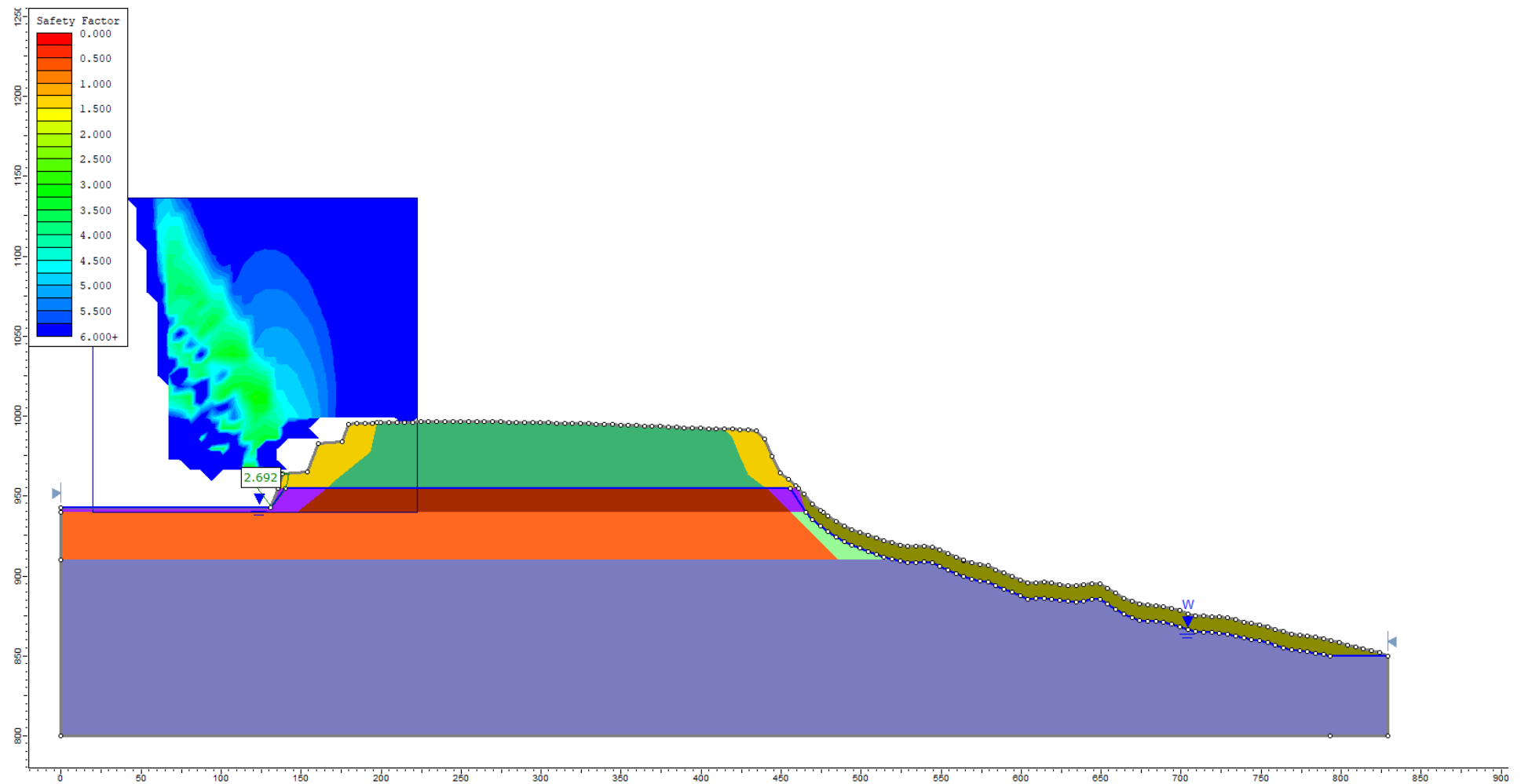


Abb. C- 17: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

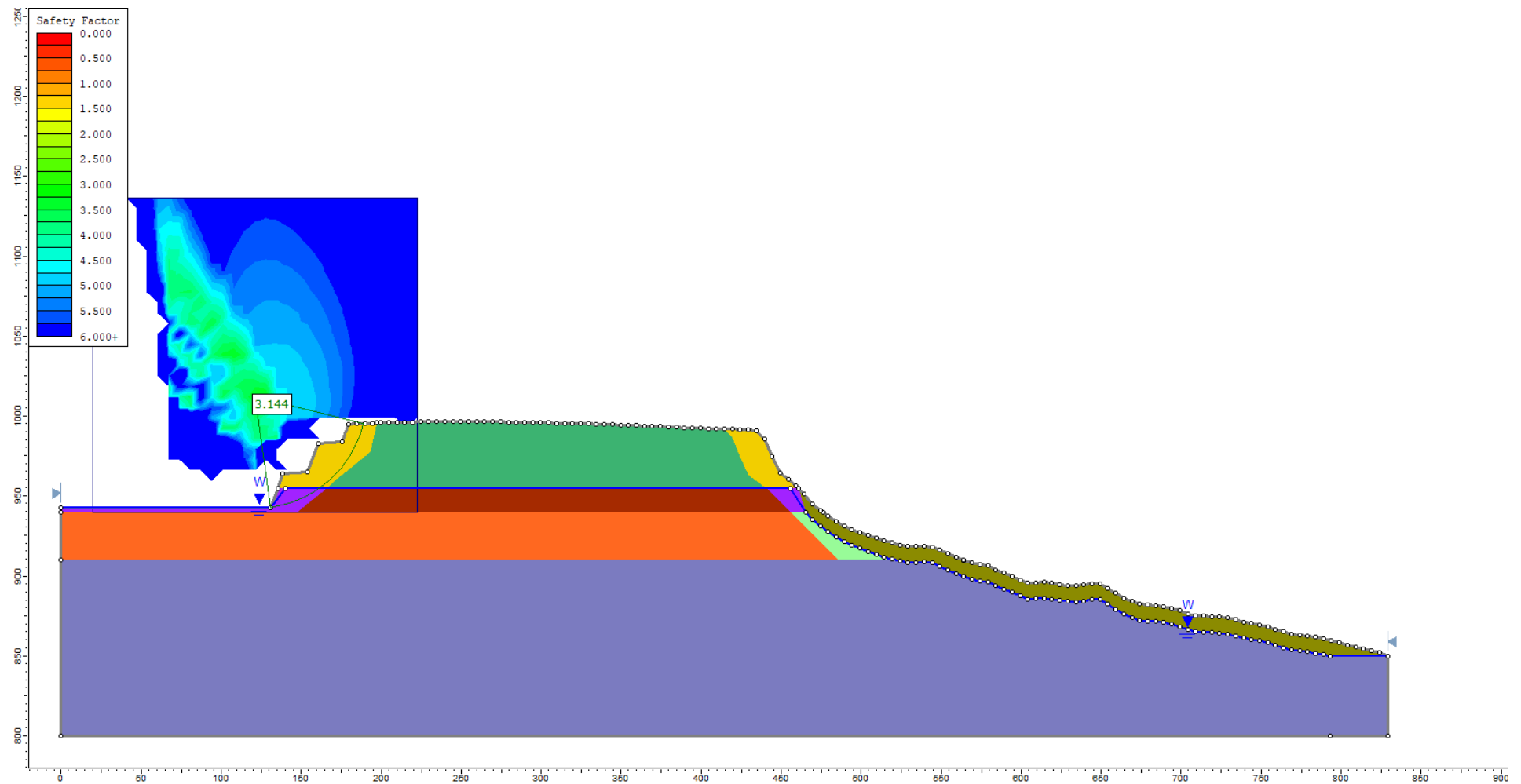


Abb. C- 18: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

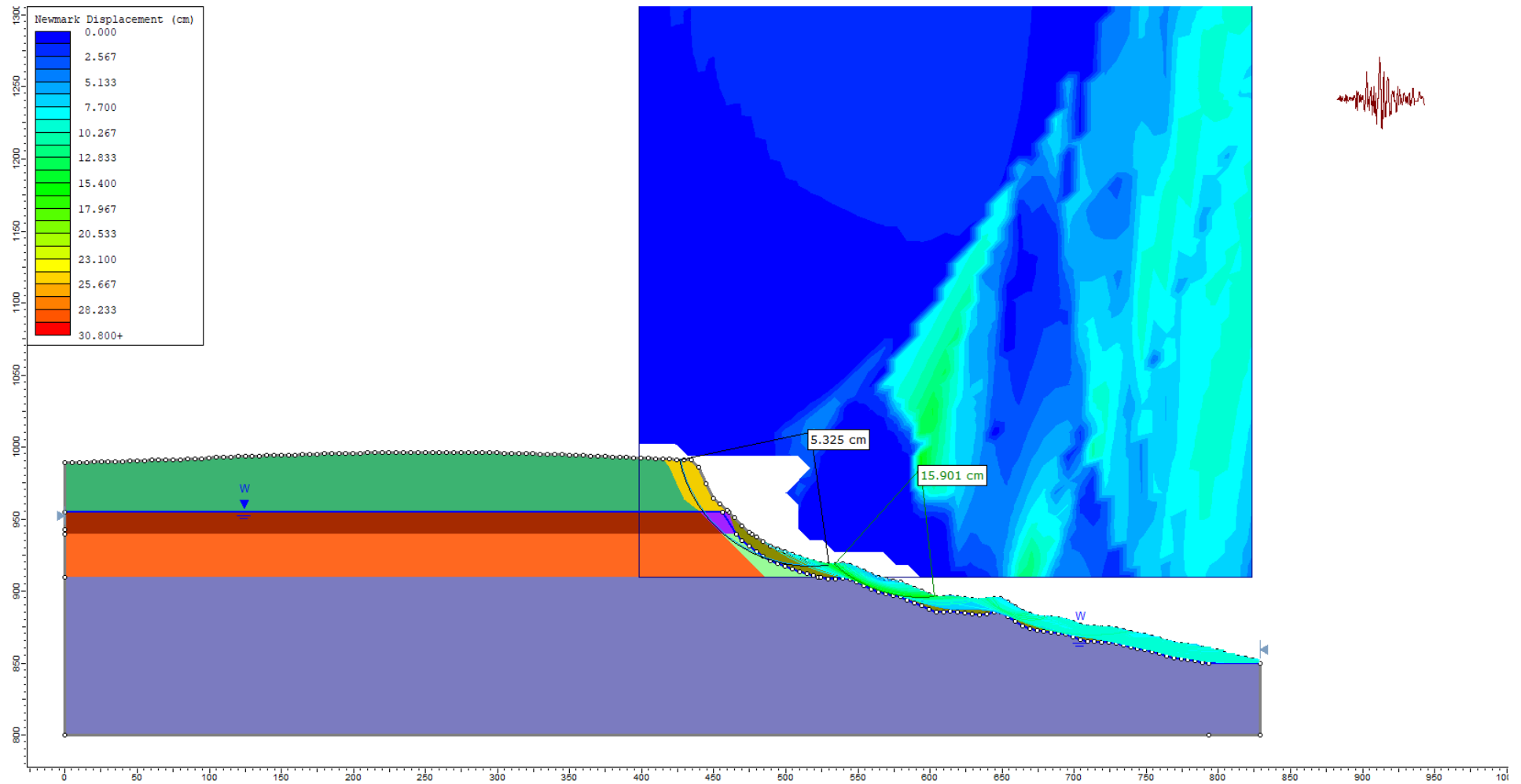


Abb. C- 19: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Bishop.

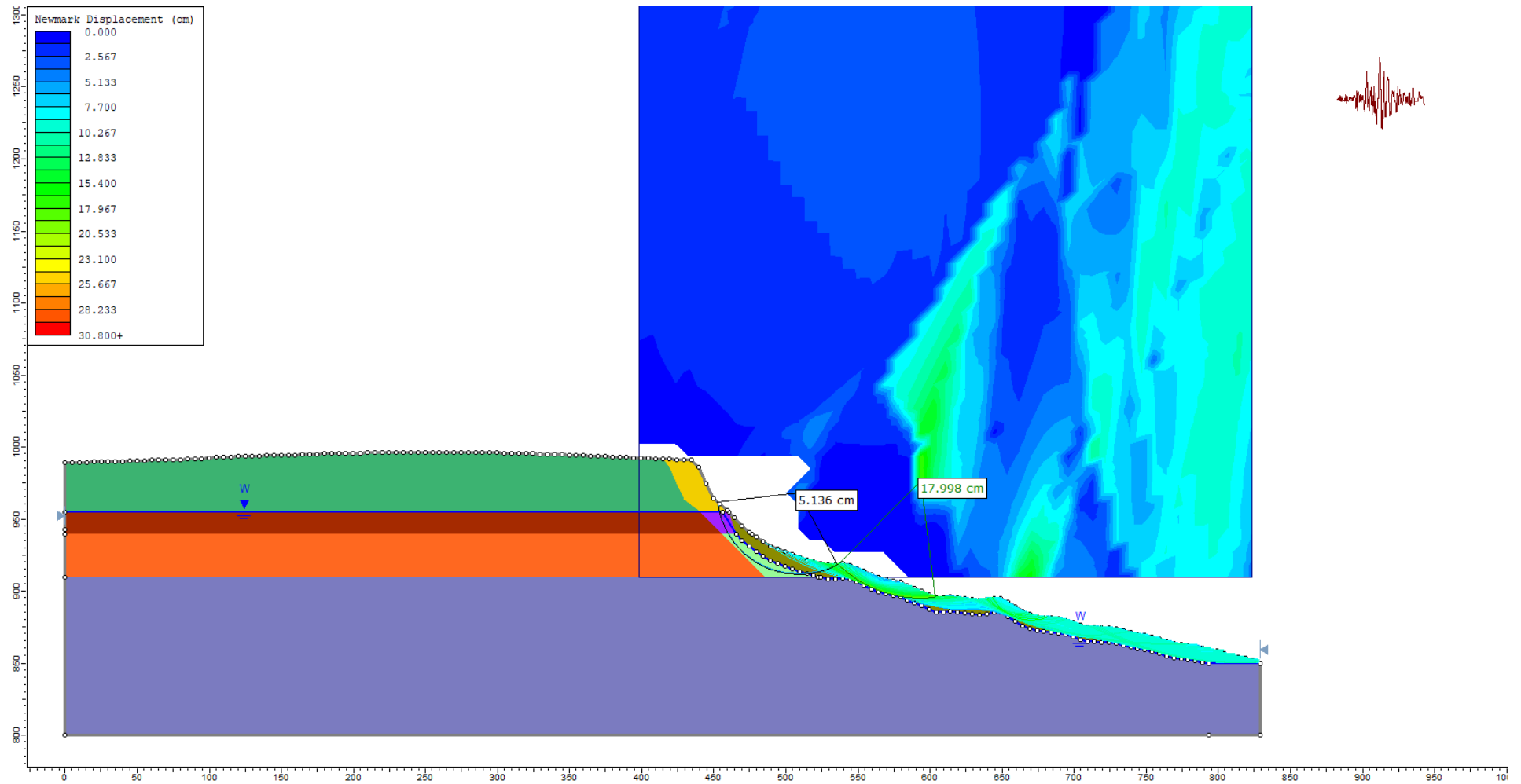


Abb. C- 20: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu.

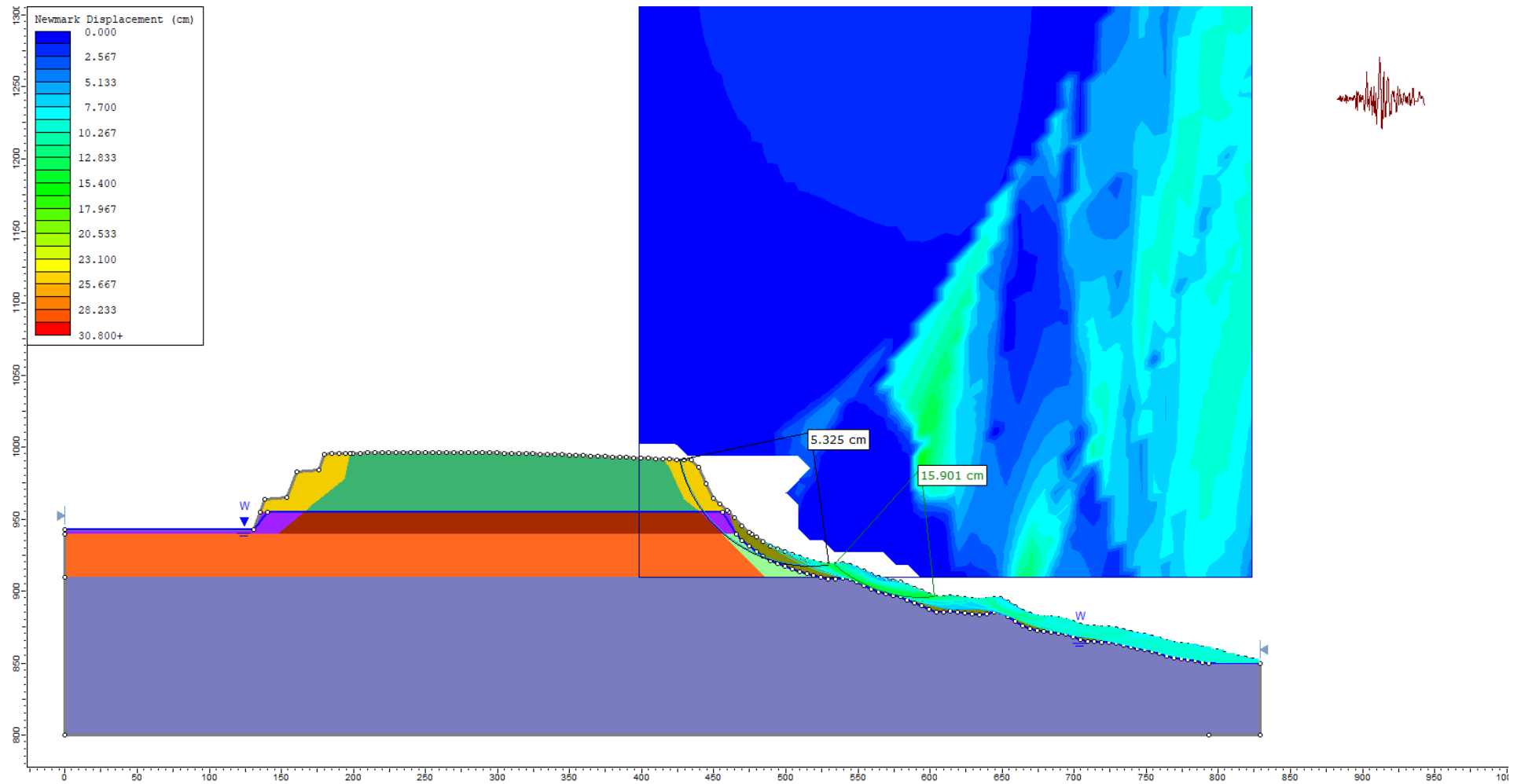


Abb. C- 21: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Bishop.

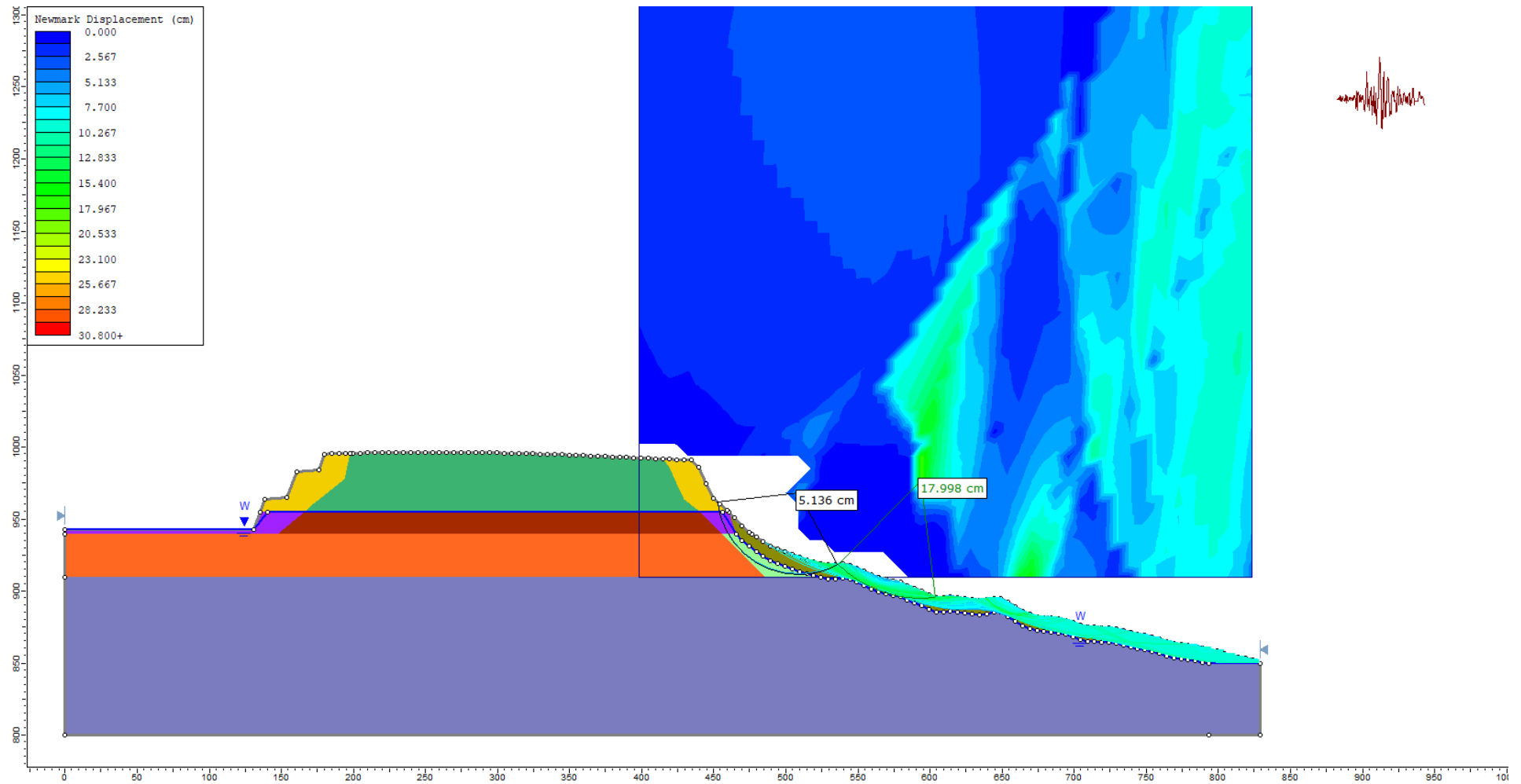


Abb. C- 22: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu.

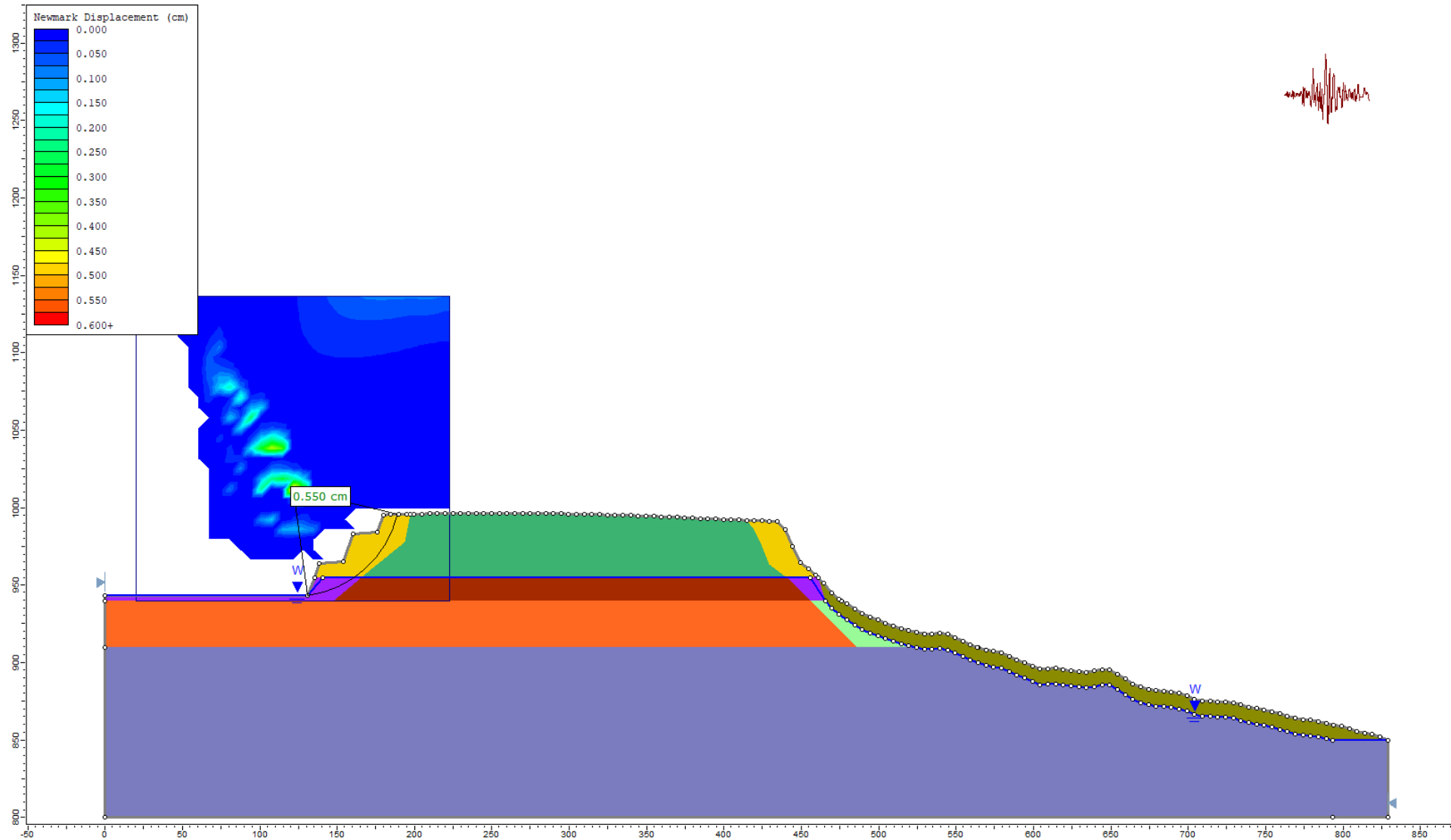


Abb. C- 23: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

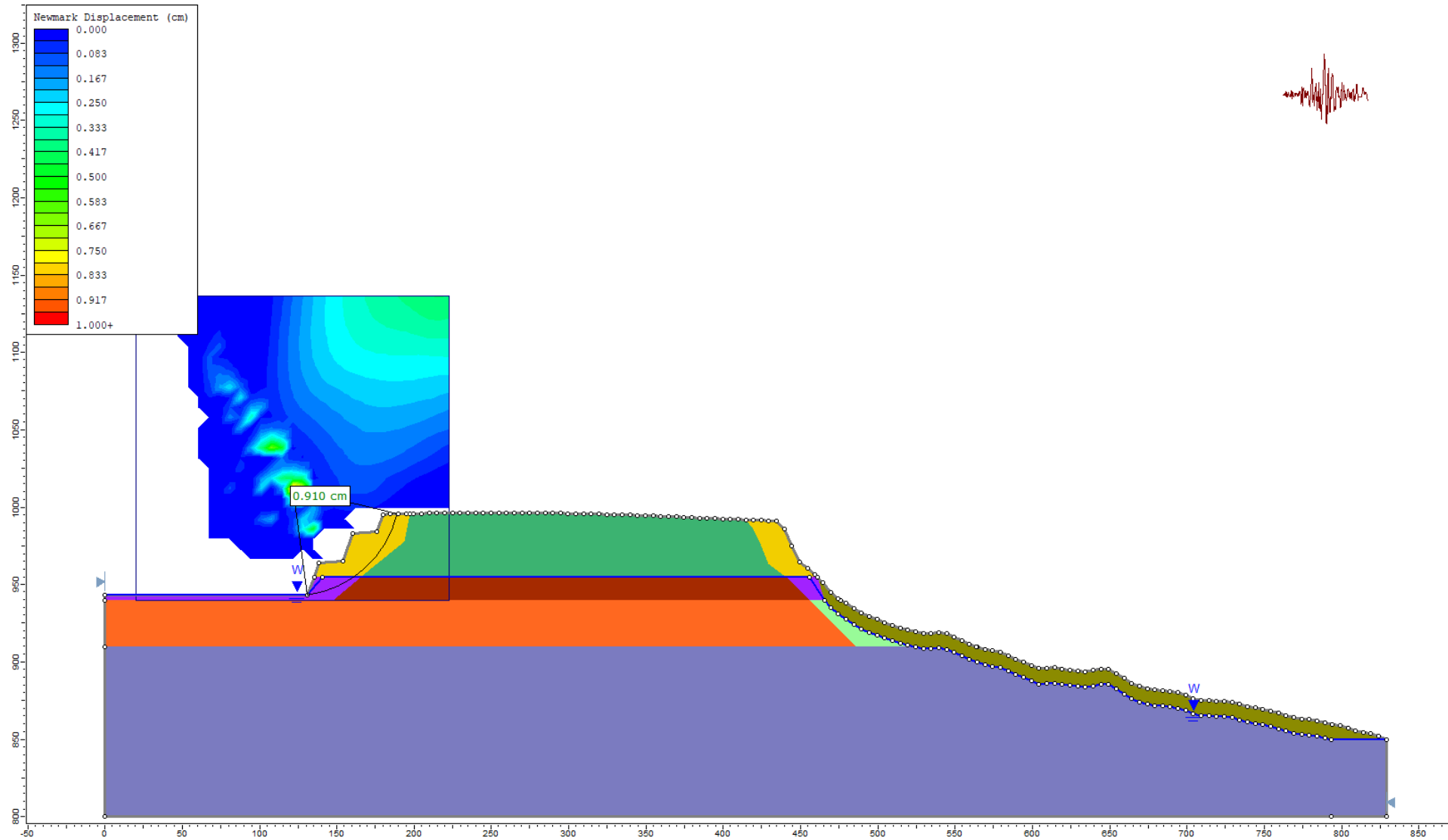


Abb. C- 24: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet für das Normalmodell mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

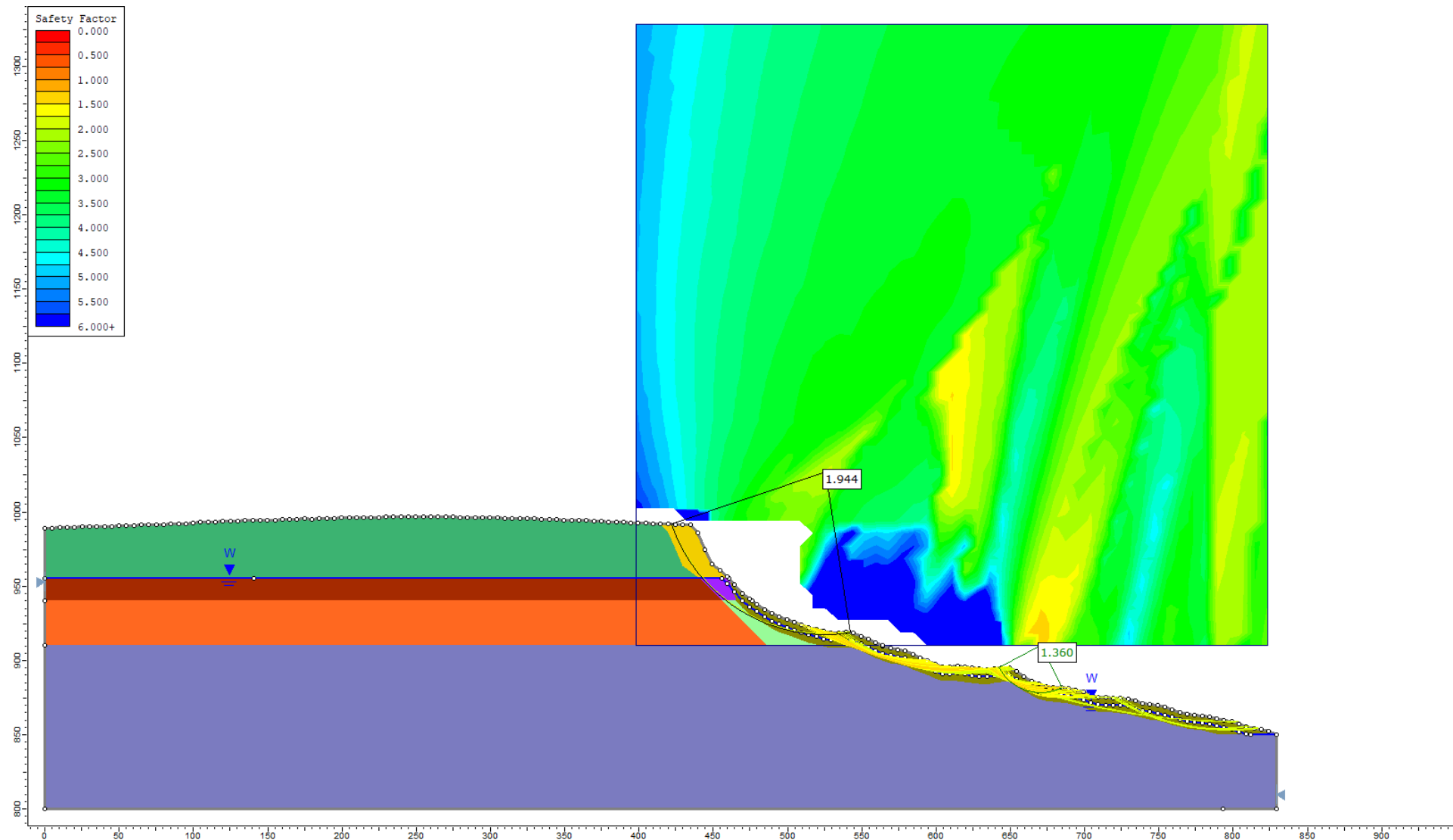


Abb. C- 25: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Bishop.

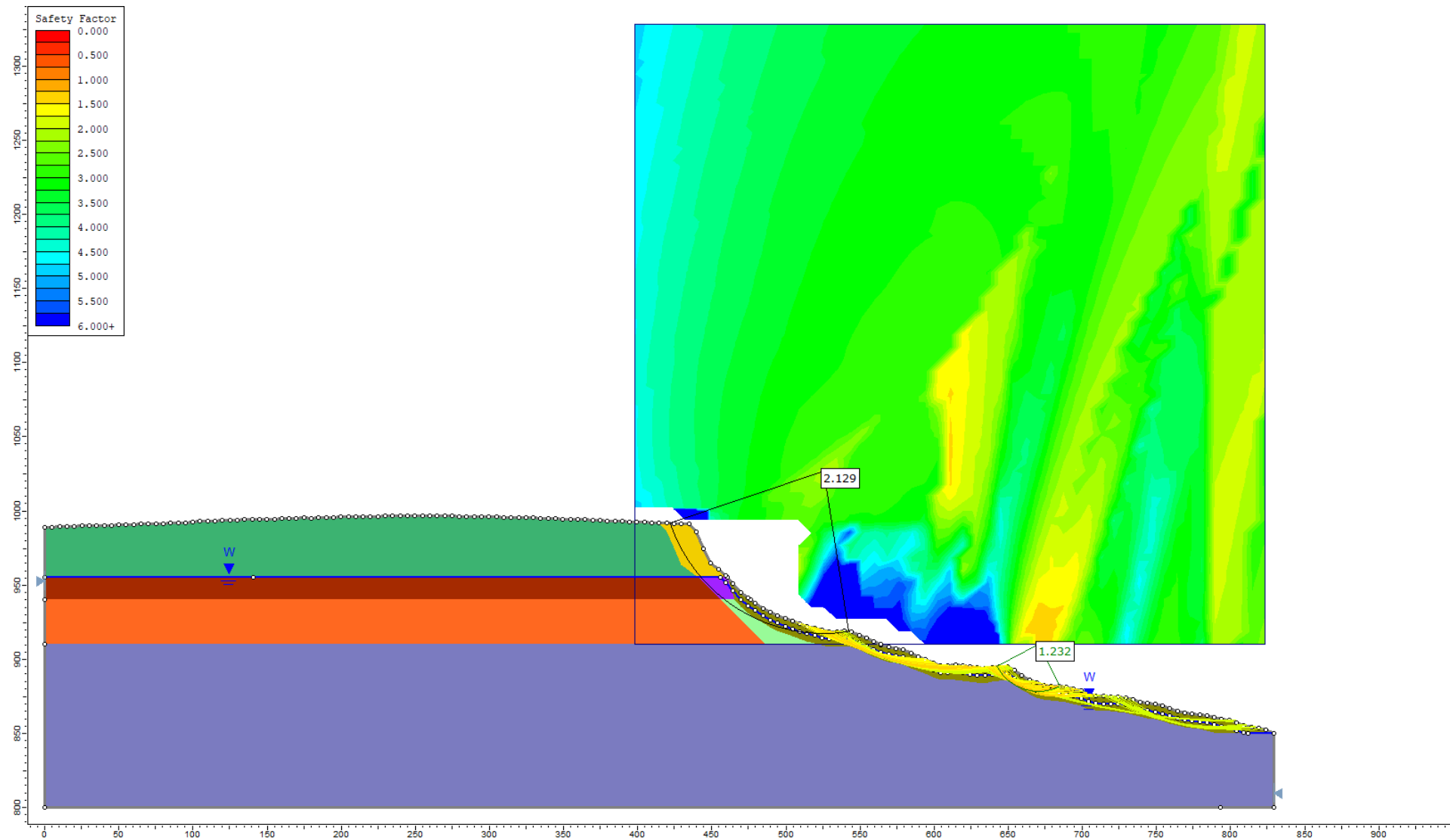


Abb. C- 26: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu.

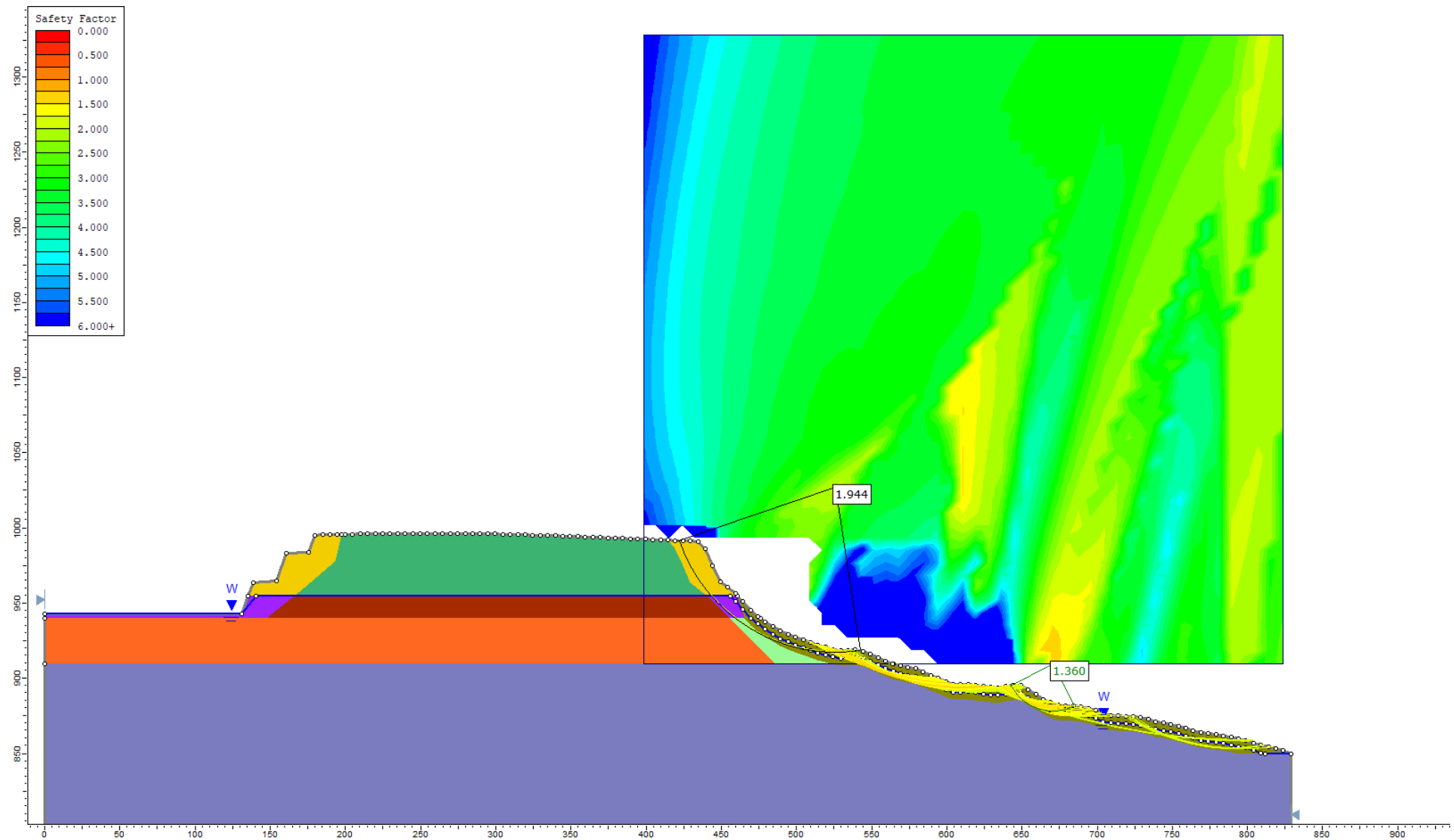


Abb. C- 27: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Bishop.

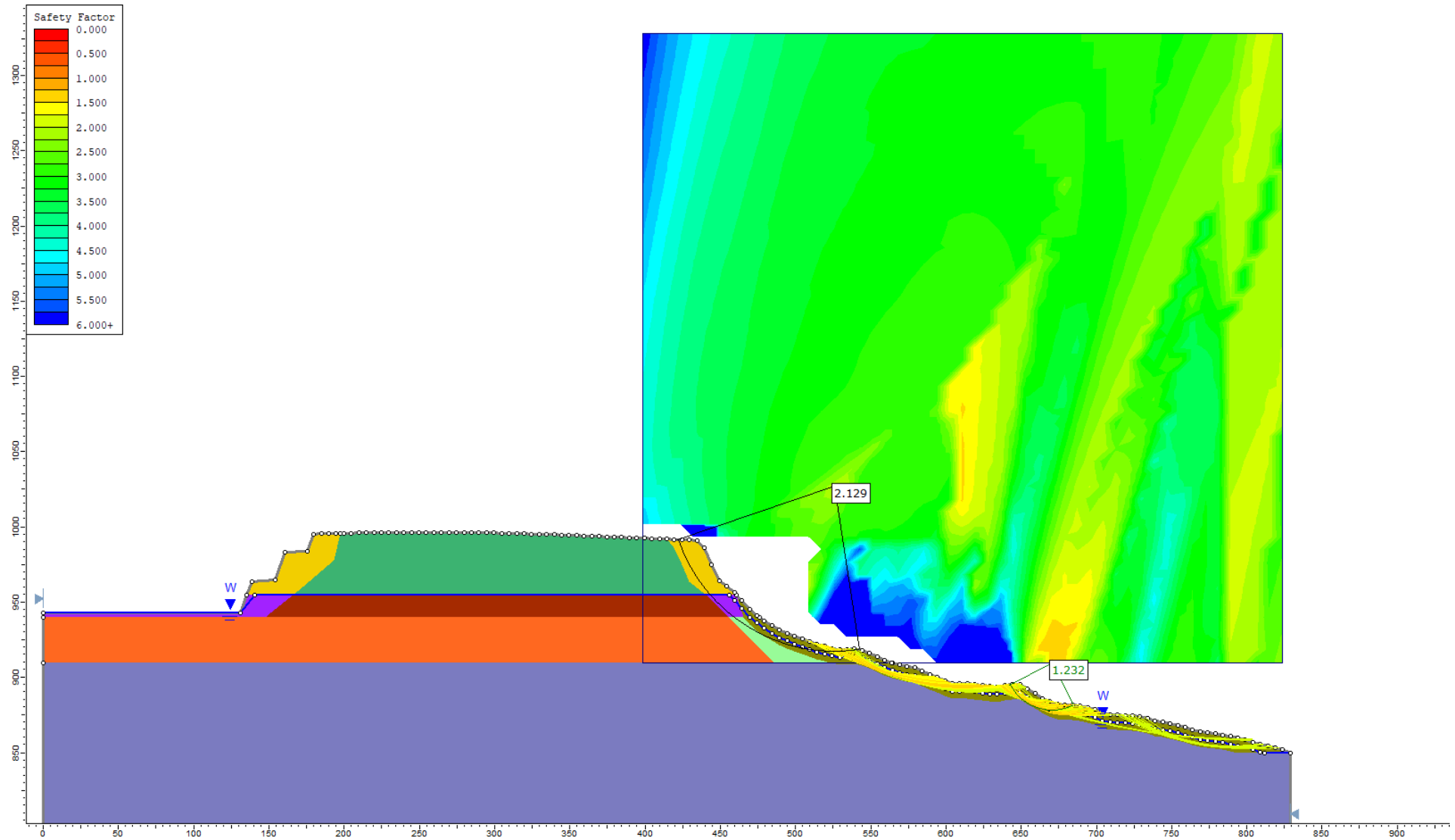


Abb. C- 28: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu.

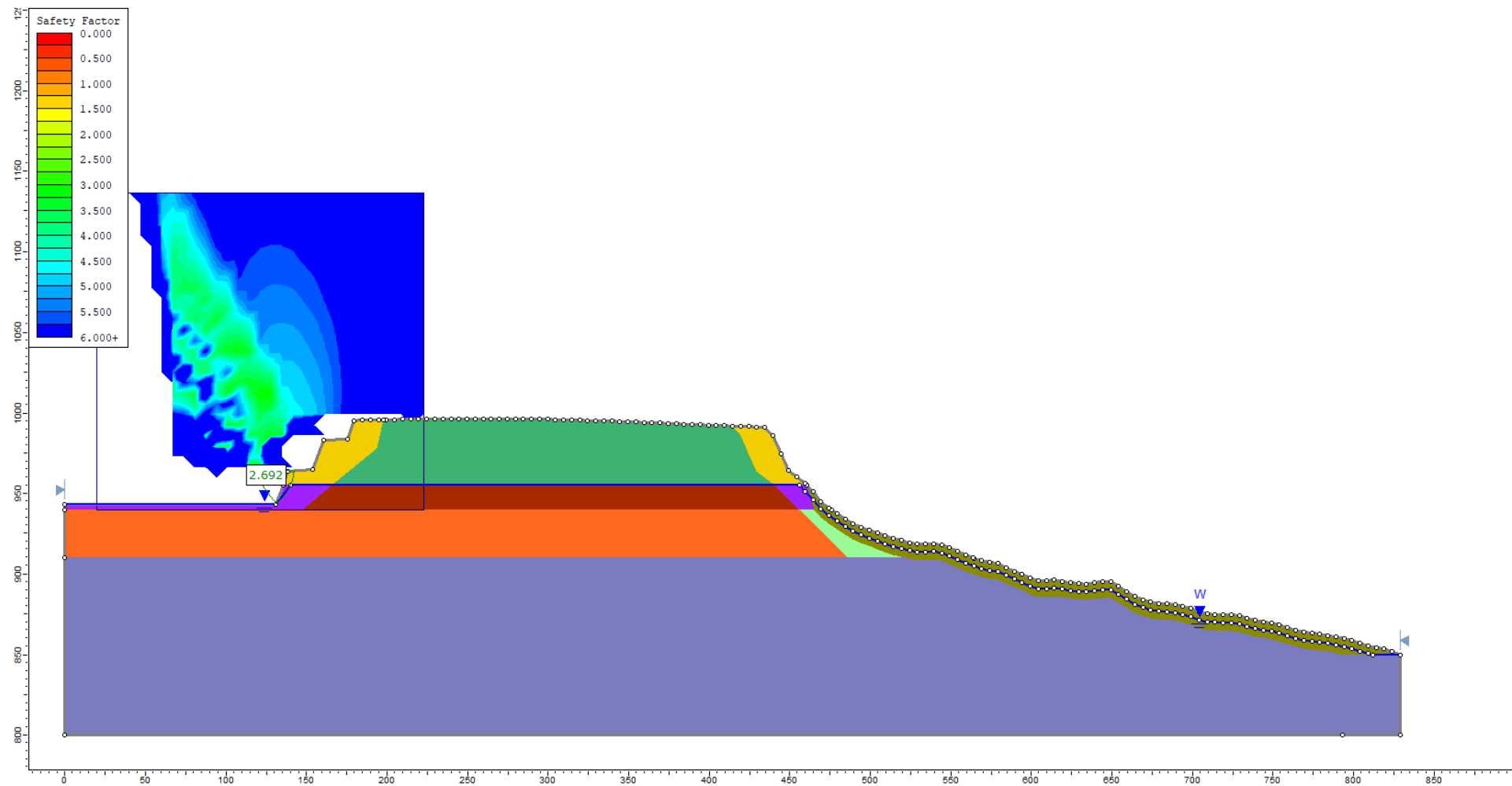


Abb. C- 29: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

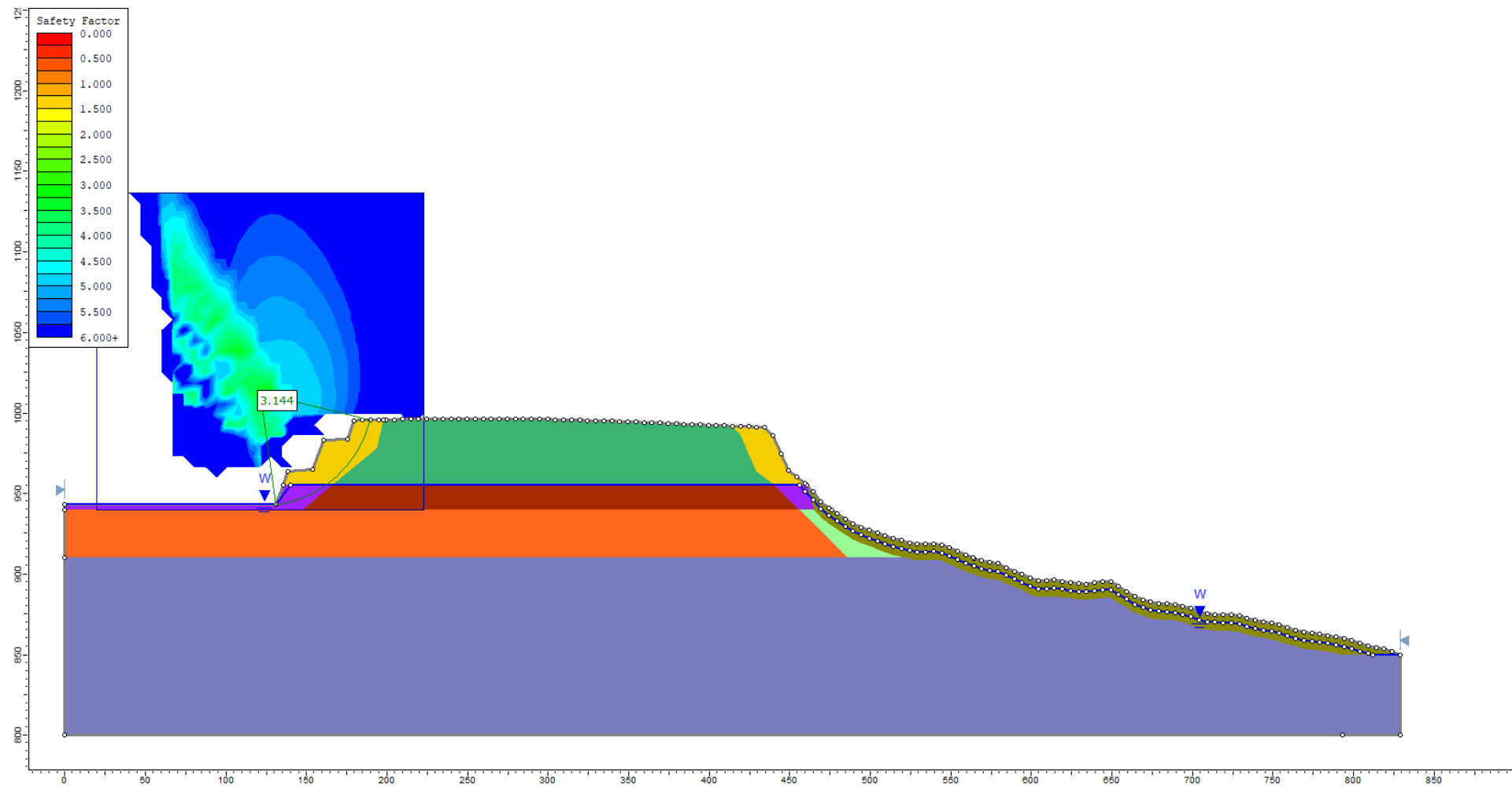


Abb. C- 30: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

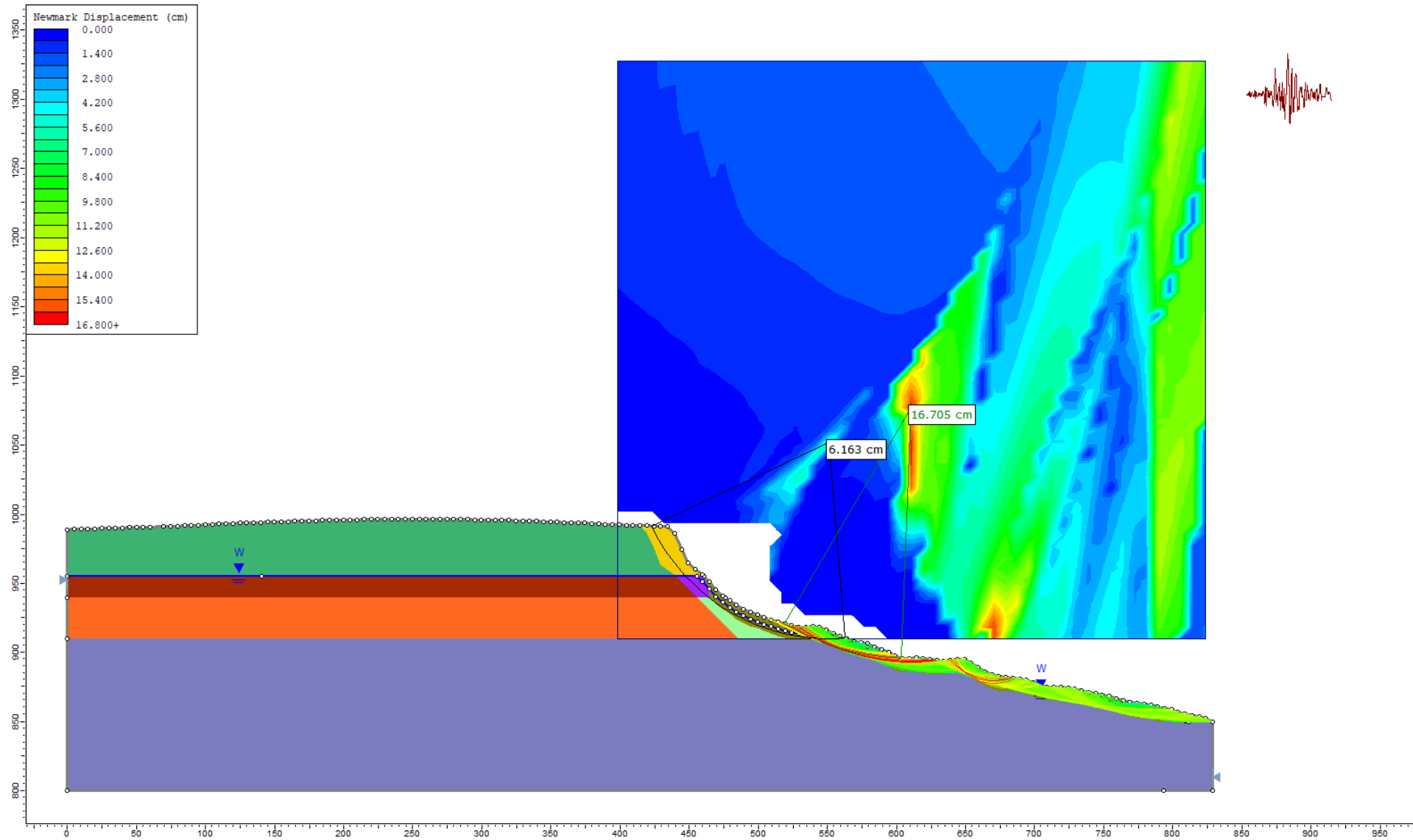


Abb. C- 31: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

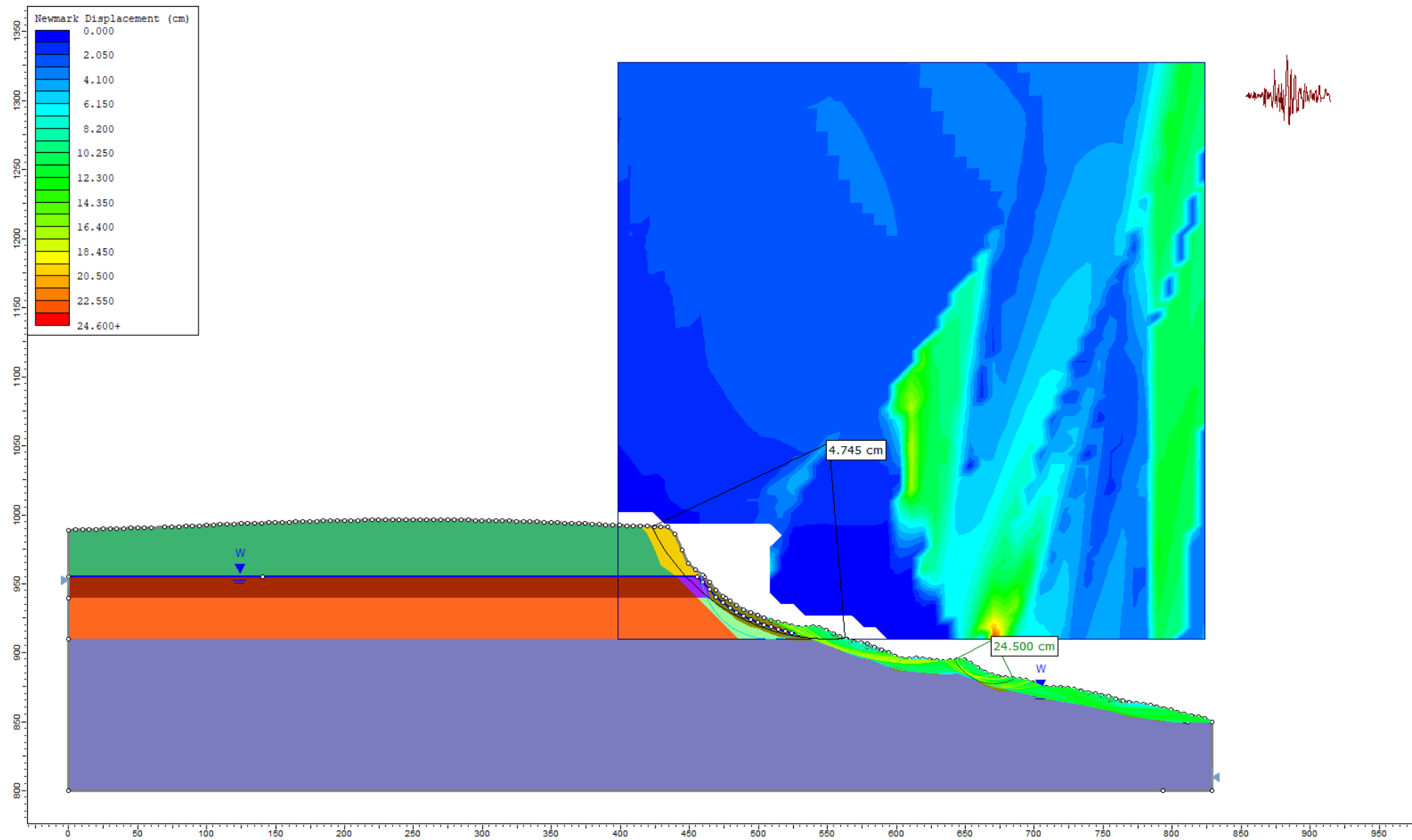


Abb. C- 32: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand bei einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

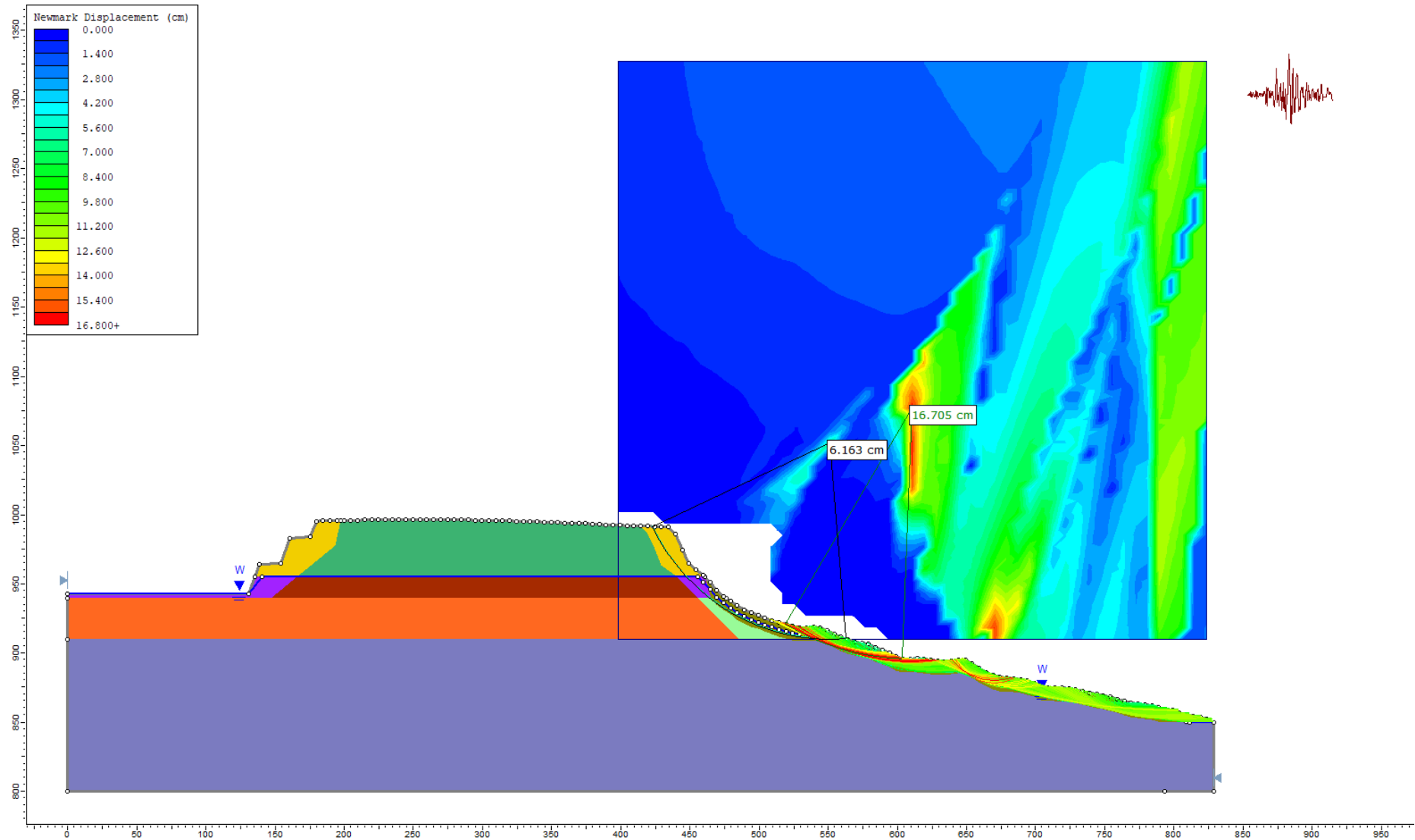


Abb. C- 33: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben und einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Bishop.

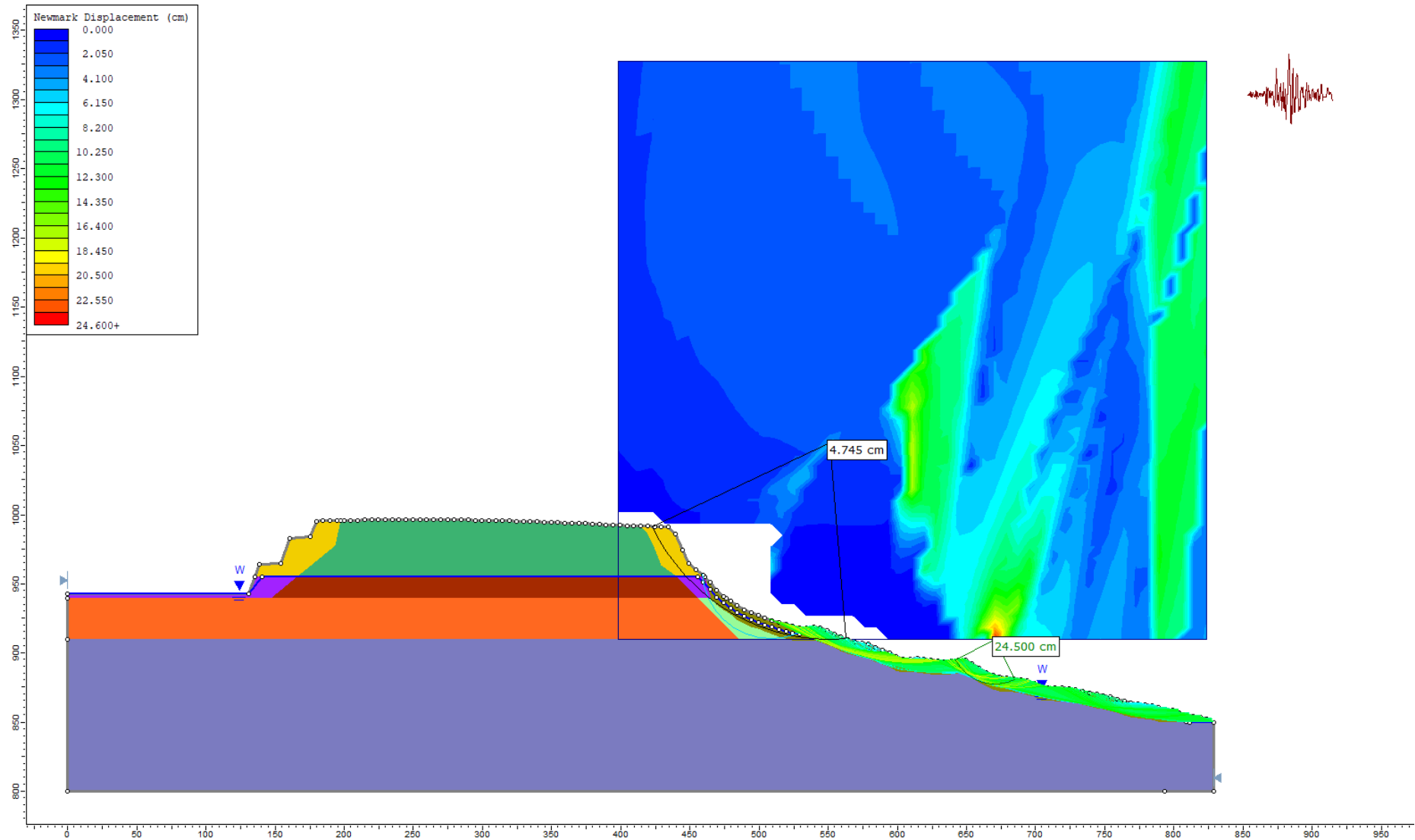


Abb. C- 34: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben und einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu.

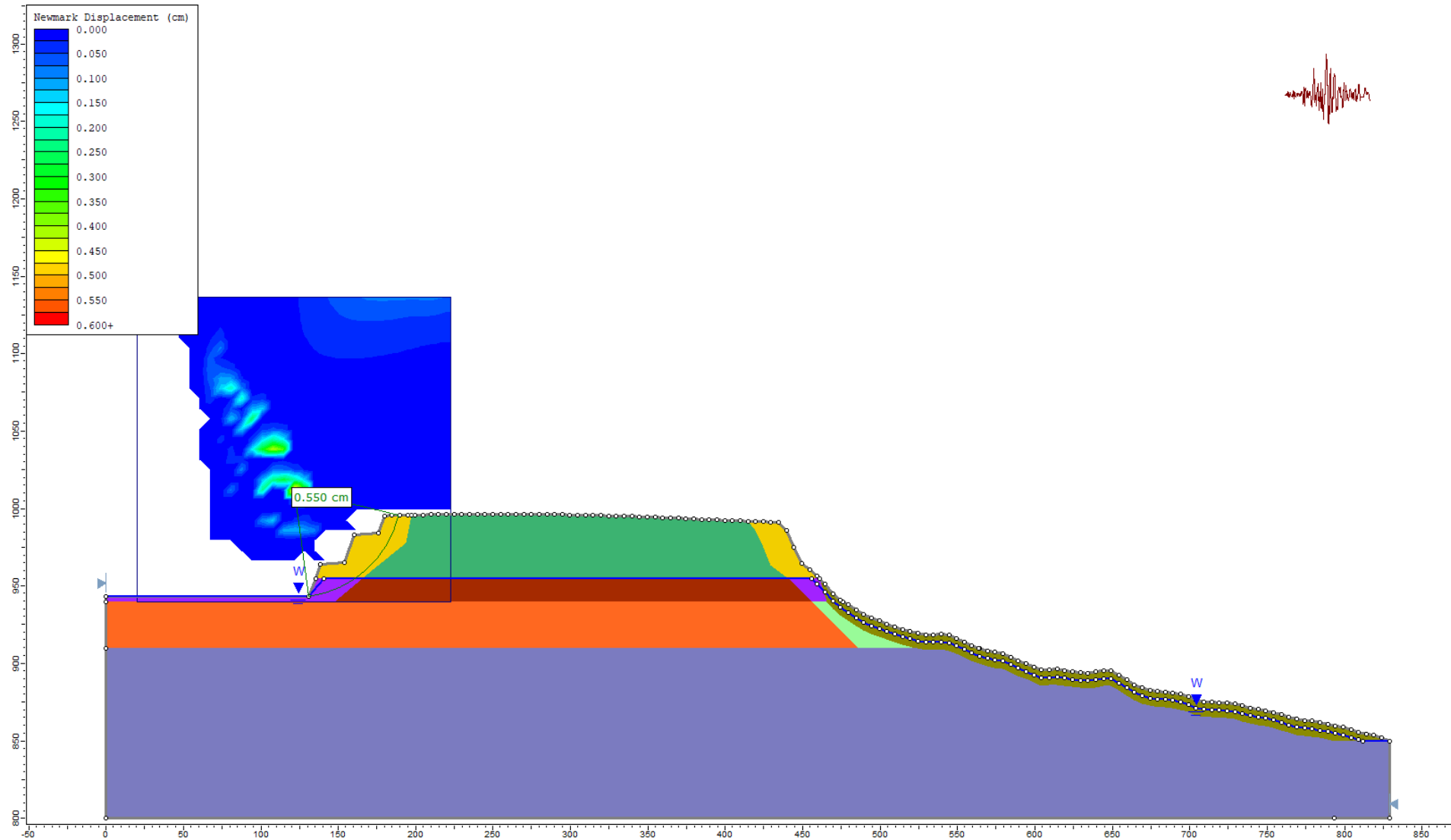


Abb. C- 35: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben und einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Bishop.

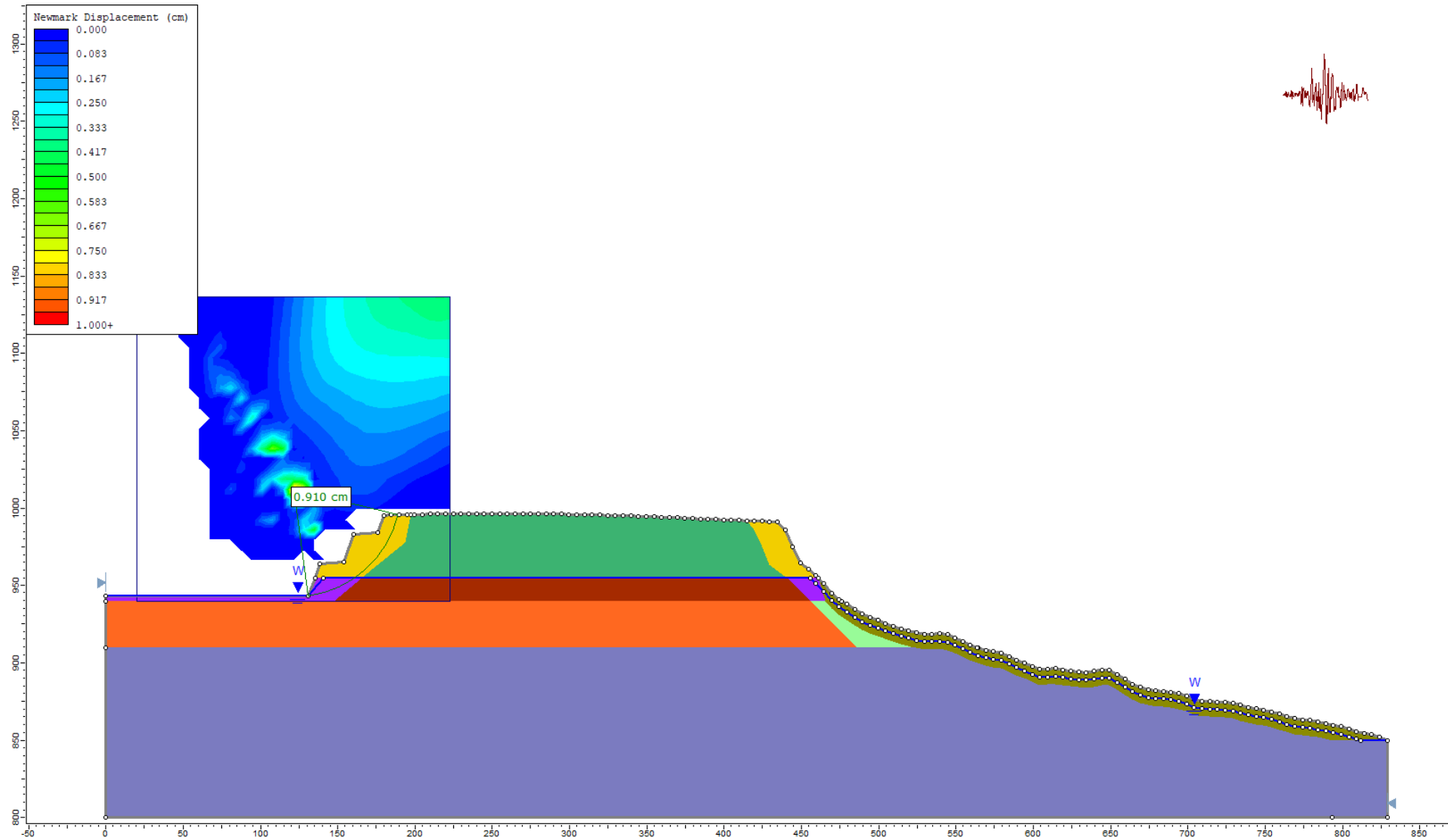


Abb. C- 36: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet mit dynamischer Belastung durch ein Erdbeben und einem erhöhten Bergwasserspiegel in den Rutschmassen des Unterhangs. Untersuchung der Standsicherheit der Innenböschung nach Janbu.

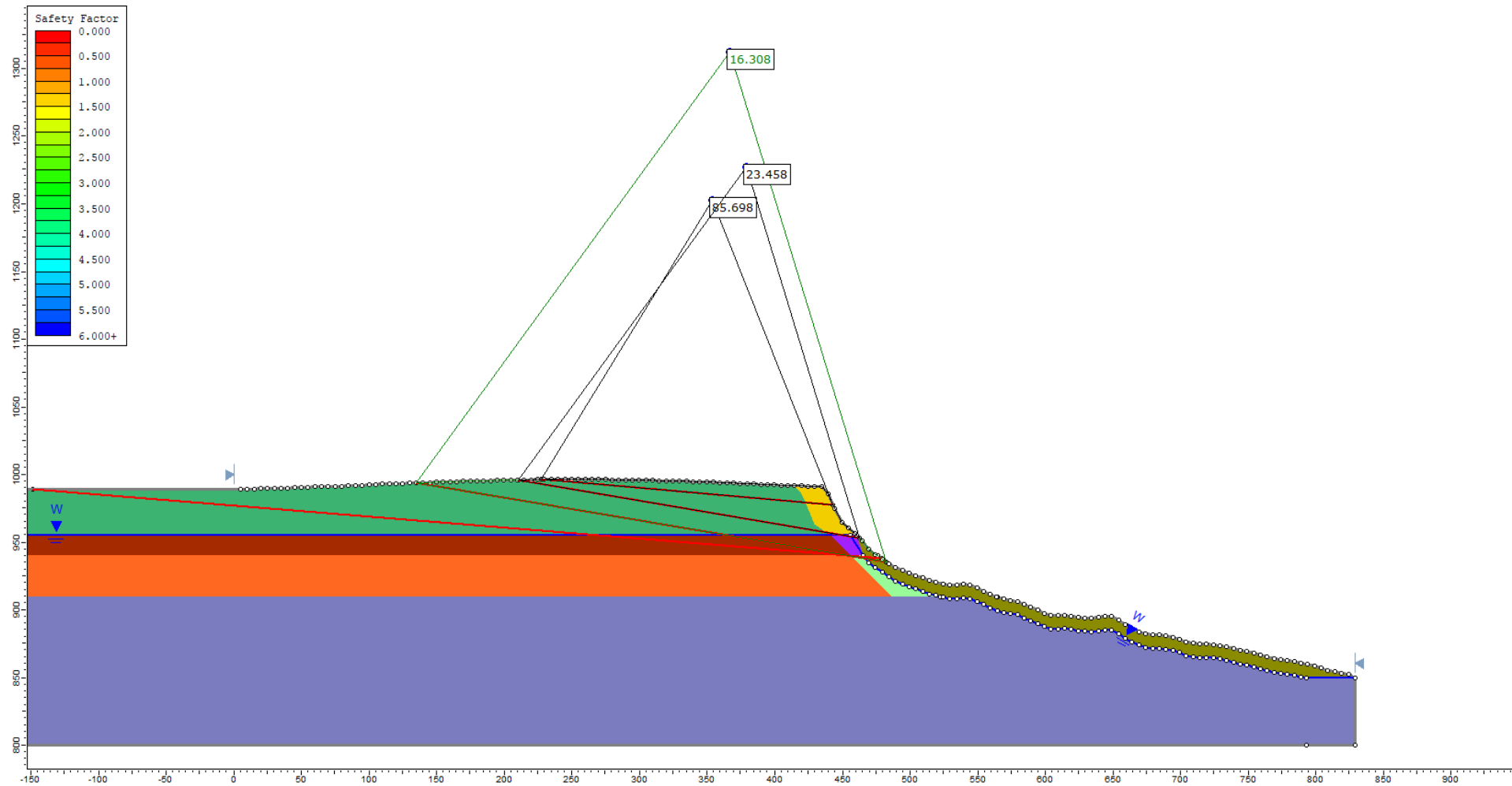


Abb. C- 37: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand für das Normalmodell. Untersuchung der Standsicherheit des Außenhangs bei Blockgleitungen.

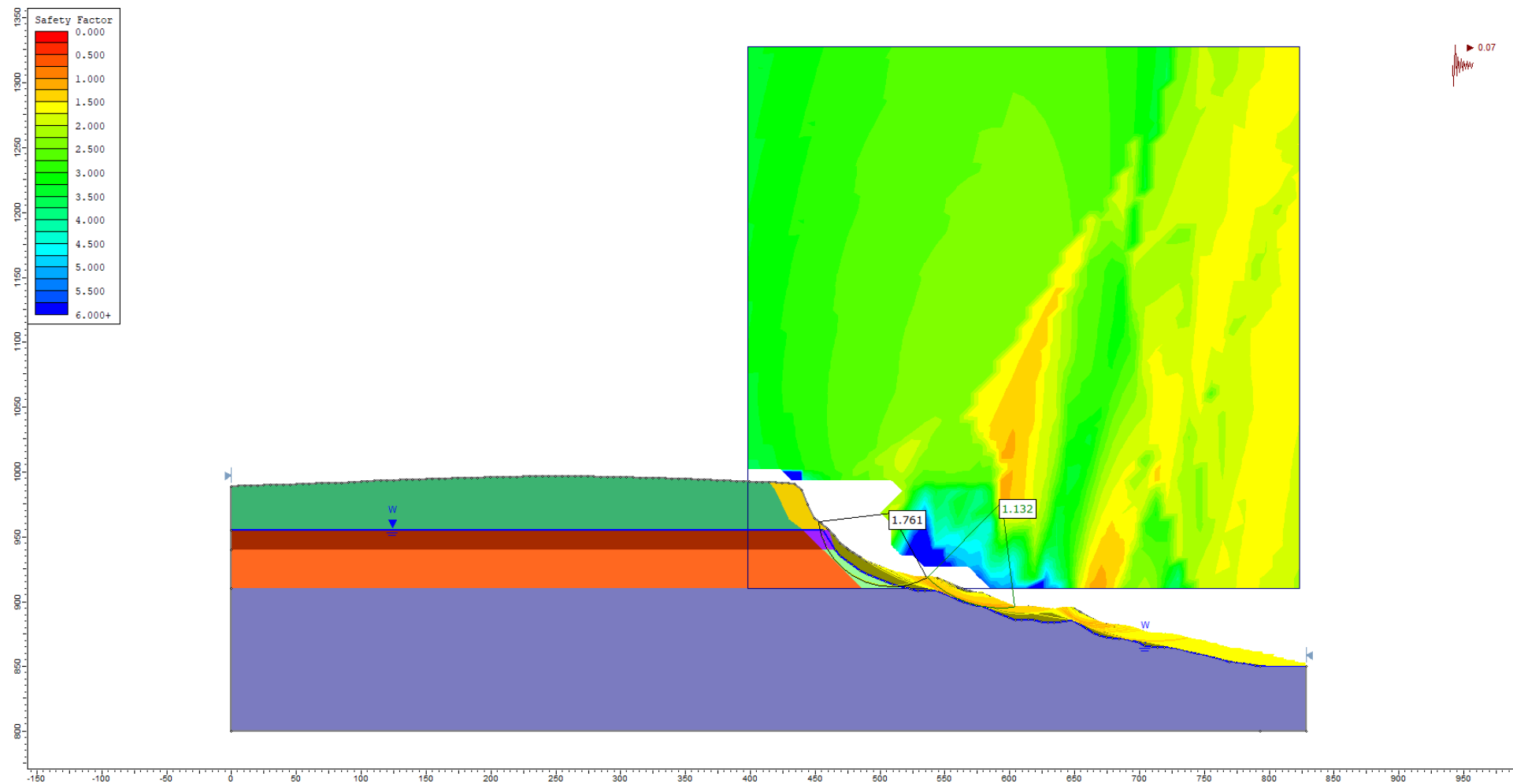


Abb. C- 38: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,07$.

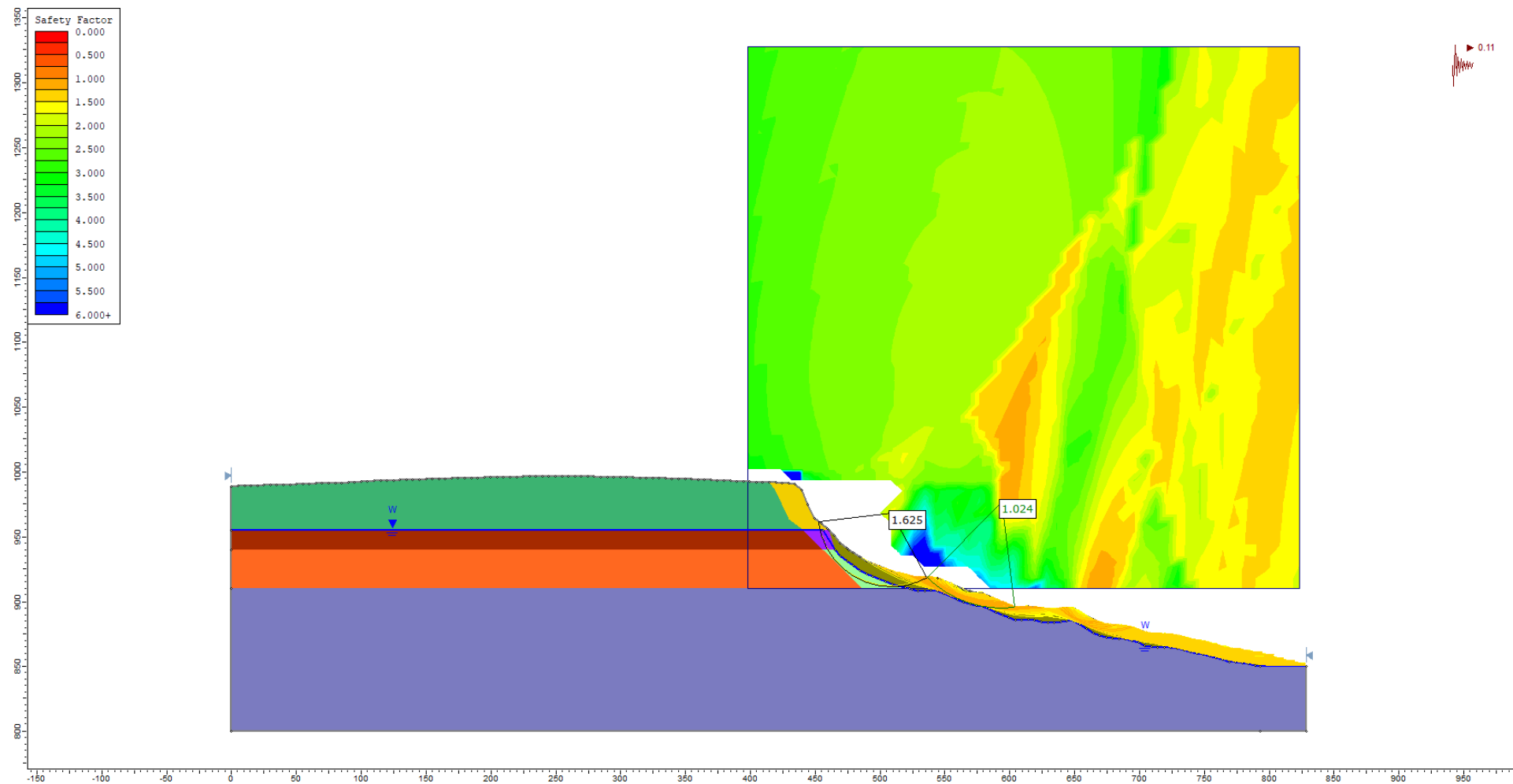


Abb. C- 39: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,11$.

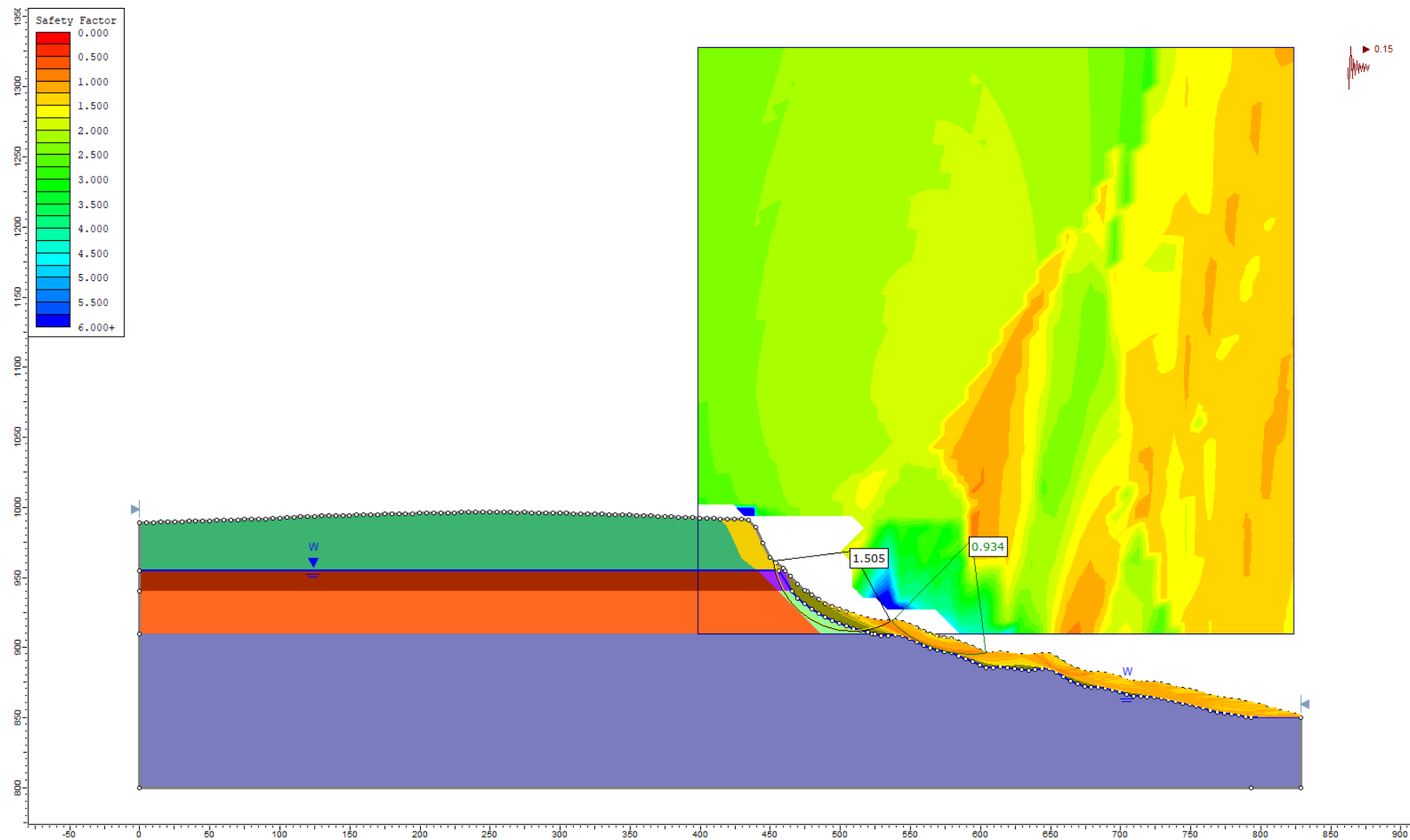


Abb. C- 40: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,15$.

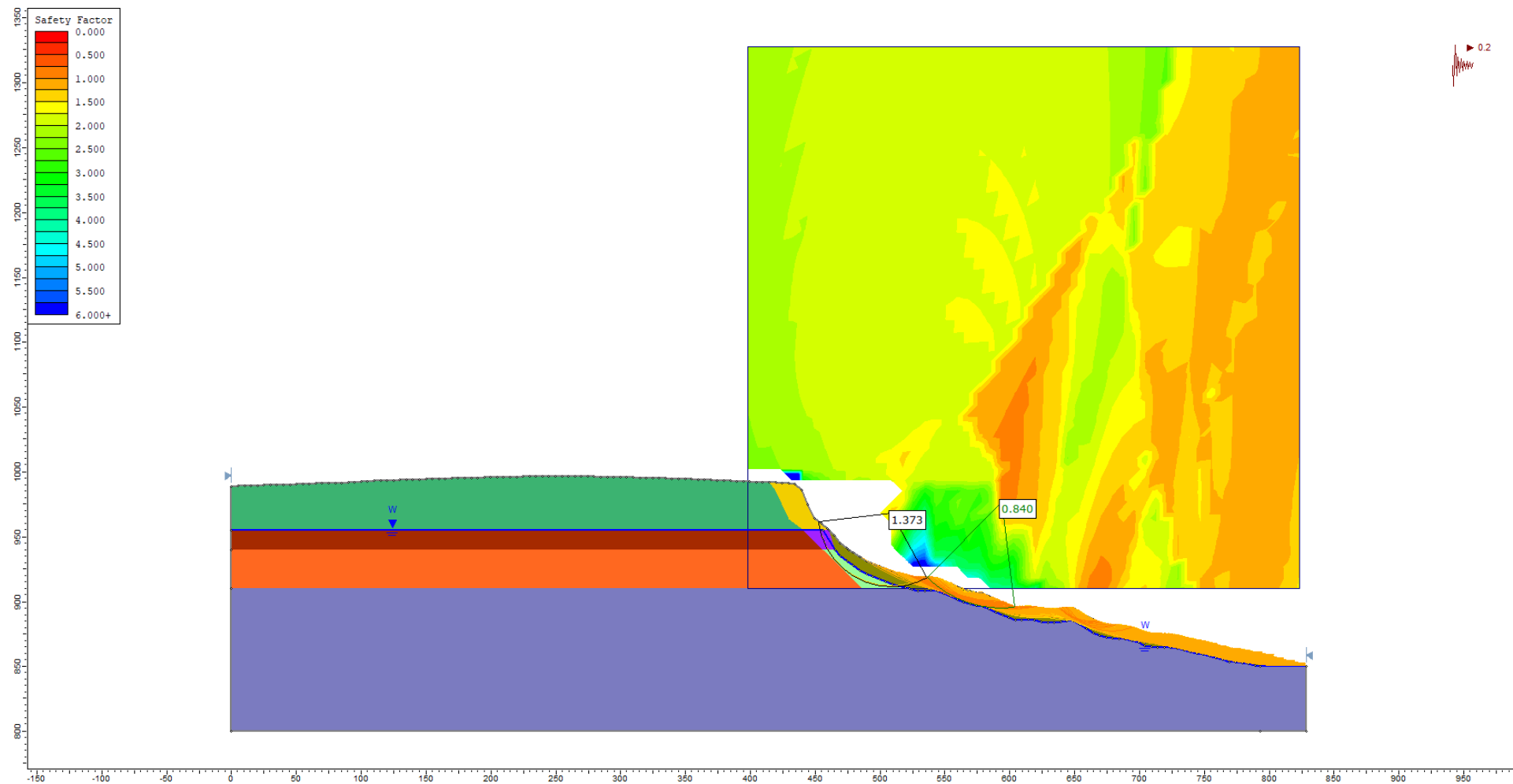


Abb. C- 41: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) im heutigen Zustand unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,2$.

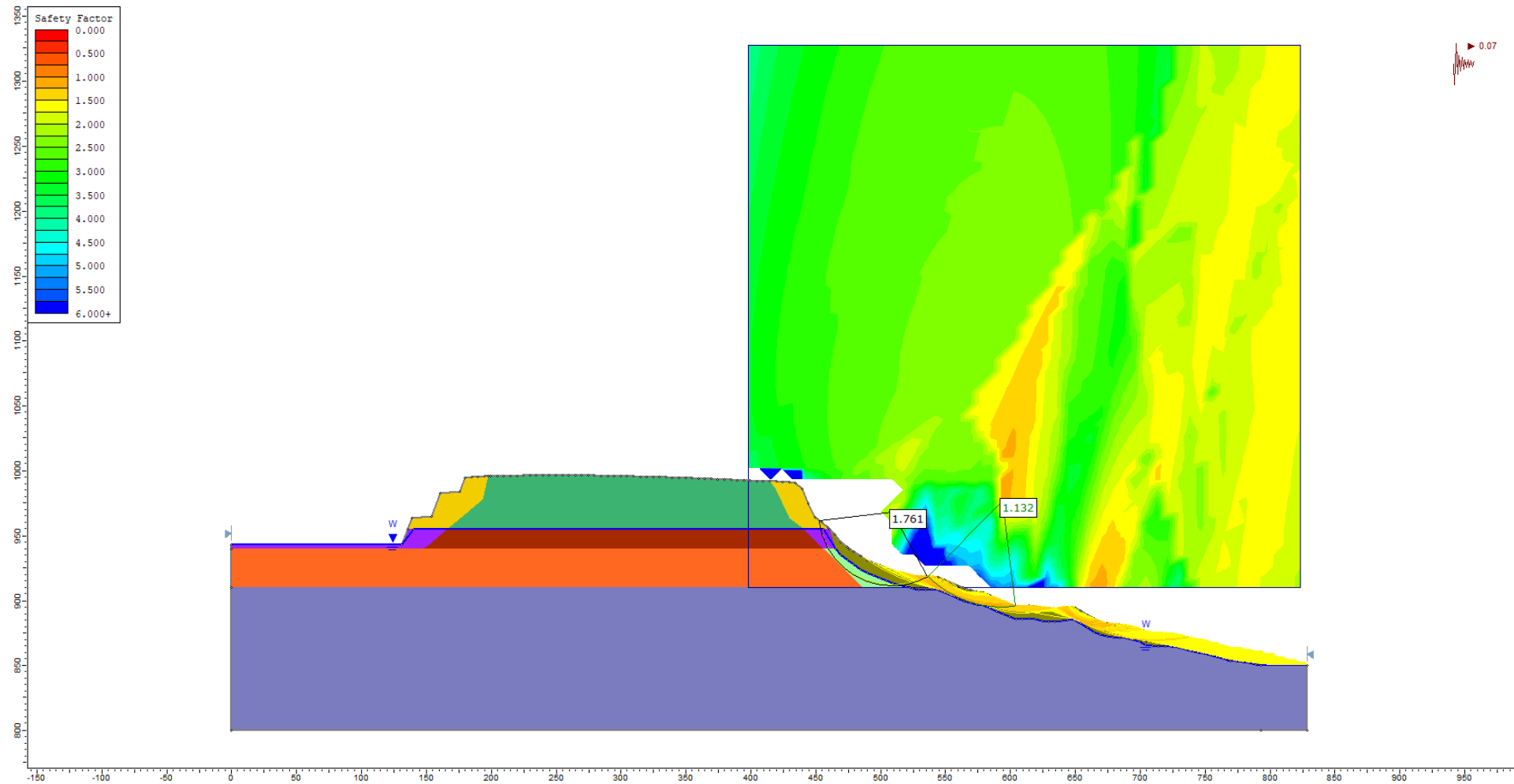


Abb. C- 42: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,07$.

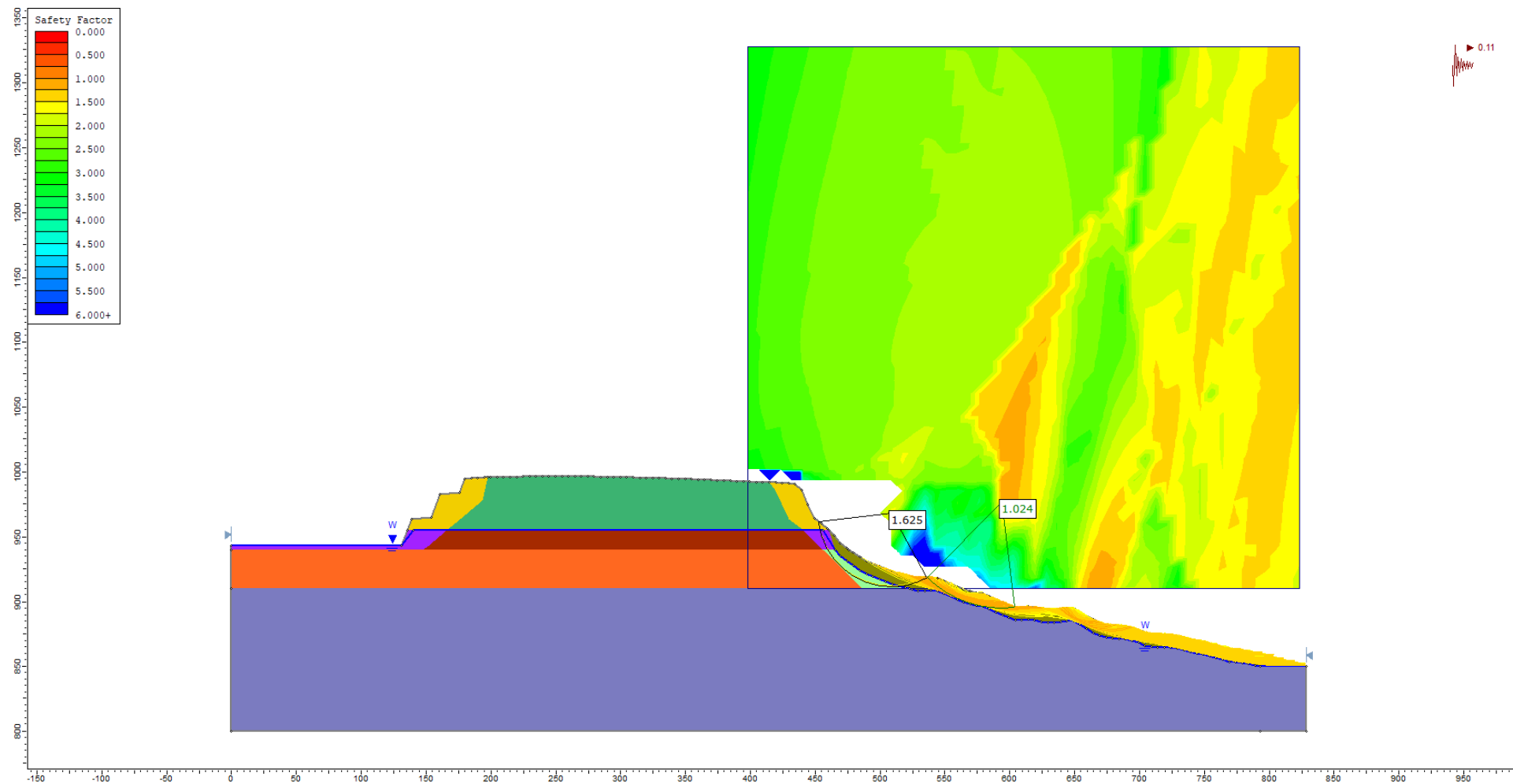


Abb. C- 43: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,11$.

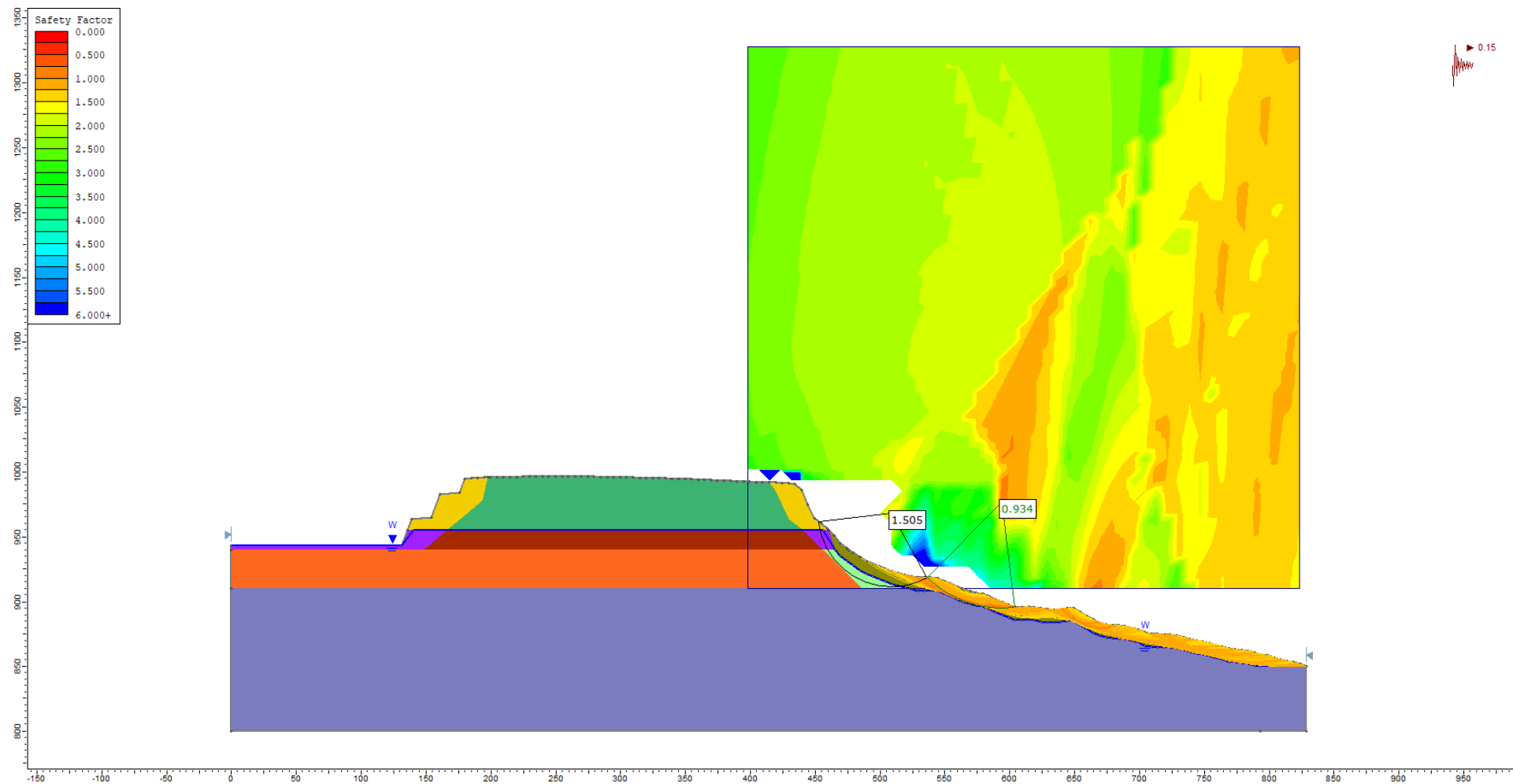


Abb. C- 44: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,15$.

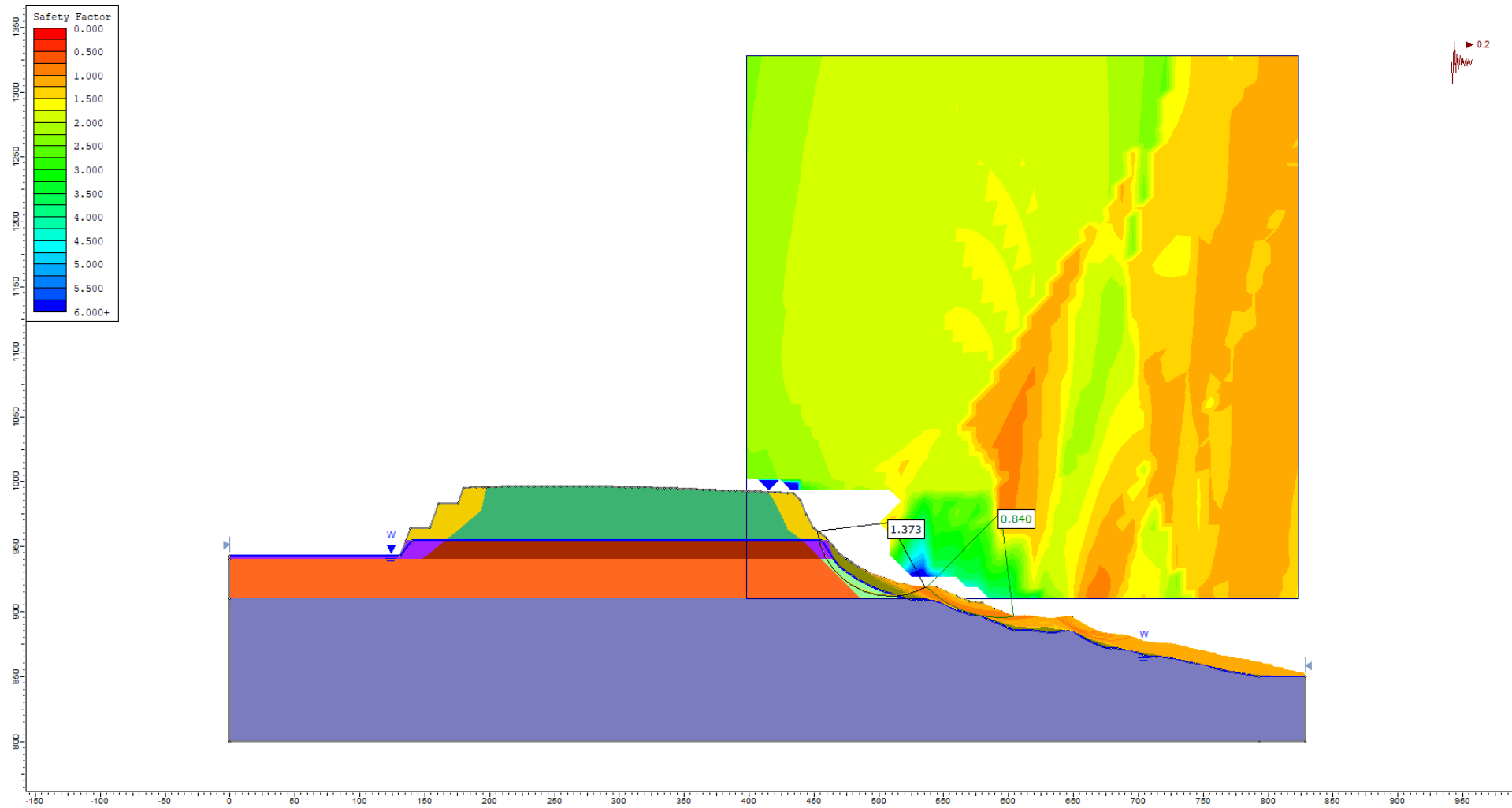


Abb. C- 45: Profil des SW Hangs (Plettenkeller) zum Ende des Abbaus im geplanten Erweiterungsgebiet unter pseudostatischer Berücksichtigung von horizontalen Erdbebenlasten. Untersuchung der Standsicherheit der Außenböschung nach Janbu bei $k_h = 0,2$.

Anhang D Plangrundlage Endzustand

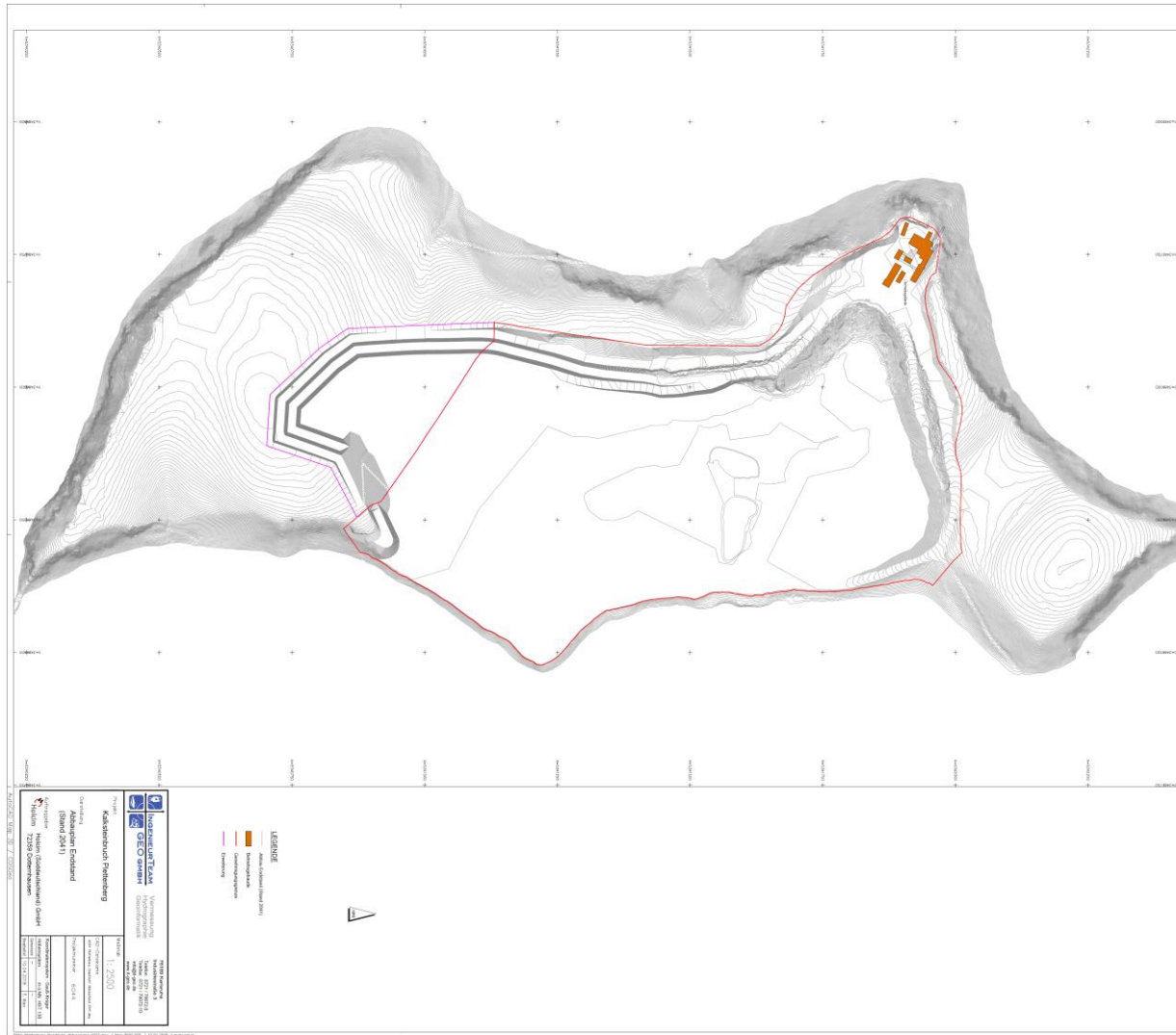


Abb. D-1: Plan der Endgeometrie und Böschungen nach Beendigung des Abbaus, Planungsstand 10.4. 2018.