



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetzfinanziertes Vorhaben

Opera finanziata con la partecipazione dell'Unione Europea attraverso il bilancio delle reti di trasporto transeuropee



Ausbau Eisenbahnachse München-Verona  
**BRENNER BASISTUNNEL**  
Ausführungsplanung

Potenziamento asse ferroviario Monaco-Verona  
**GALLERIA DI BASE DEL BRENNERO**  
Progettazione esecutiva

**D0700: Baulos Mauls 2-3**

**D0700: Lotto Mules 2-3**

**Projekteinheit**

**WBS**

Materialdeponien

Depositi

**Dokumentenart**

**Tipo Documento**

Technischer Bericht

Relazione tecnica

**Titel**

**Titolo**

Nachweis der Standfestigkeit und Verifikation der Stabilität und Verifikation der Stabilität und Verifikation der Stabilität  
Setzungsberechnung Genauen 2



Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P  
c/o Pro. Itir S.r.l., Via G.B. Sanmartini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026787911, Fax: +39 0287152612

Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche  
Ing. Enrico Maria Pizzarotti  
Ord. Ingg. Milano N° A 29470

Mandataria



Mandante



Mandante



Mandante



Fachplaner / il progettista specialista  
Ing. Davide Merlini  
Ord. Ingg. Como N° 2354 A

Datum / Data

Name / Nome

Gesellschaft / Società

Bearbeitet / Elaborato

30.01.2015

M. Tanzini / M. Falanesca

Pini Swiss

Geprüft / Verificato

30.01.2015

D. Merlini

Pini Swiss



Name / Nome  
R. Zurlo

Name / Nome  
K. Bergmeister

Projekt-kilometer /  
Chilometro  
progetto

von / da 32.0+88  
bis / a 54.0+15  
bei / al

Projekt-kilometer /  
Chilometro  
opera

von / da  
bis / a  
bei / al

Status  
Dokument /  
Stato  
documento

Massstab /  
Scala

-

Staat  
Stato

Los  
Lotto

Einheit  
Unità

Nummer  
Numero

Dokumentenart  
Tipo Documento

Vertrag  
Contratto

Nummer  
Codice

Revision  
Revisione

02

H61

DB

300

KTB

D0700

51052

21

## Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Cambiamenti	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
11	Projektvollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	M.Tanzini / M. Falanesca	09.10.2014
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	M.Tanzini / M. Falanesca	04.12.2014
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	M.Tanzini / M. Falanesca	30.01.2015

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b>	
<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>GEGENSTAND UND ZIEL</b>	
<b>2</b>	<b>OGGETTO E SCOPO</b> .....	<b>7</b>
<b>3</b>	<b>BESCHREIBUNG DER DEPONIE UND DER VORGESEHENEN BAUWERKE</b>	
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DEL DEPOSITO E DELLE OPERE PREVISTE</b> .....	<b>8</b>
3.1	BESCHREIBUNG DES SACHVERHALTS	
3.1	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO .....	8
3.2	BESTEHENDE INFRASTRUKTUREN:	
3.2	INFRASTRUTTURE ESISTENTI .....	8
3.3	ENTWICKLUNG DER ARBEITEN (BAUPHASEN)	
3.3	EVOLUZIONE DEI LAVORI (FASI COSTRUTTIVE).....	9
<b>4</b>	<b>GEOLOGISCHER, HYDROGEOLOGISCHER UND GEOMORPHOLOGISCHER ÜBERBLICK</b>	
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO</b> .....	<b>11</b>
<b>5</b>	<b>GEOTECHNISCHE CHARAKTERISIERUNG</b>	
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>12</b>
5.1	VERFÜGBARE UNTERSUCHUNGEN	
5.1	INDAGINI DISPONIBILI .....	12
5.2	DEFINITION DER BEZUGSTRATIGRAPHIE	
5.2	DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO .....	12
5.3	GRUNDWASSERSPIEGEL	
5.3	ANDAMENTO DELLA FALDA.....	12
5.4	GEOTECHNISCHE EIGENSCHAFTEN DER BÖDEN	
5.4	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI .....	13
5.4.1	Lagerungsdichte	
5.4.1	Densità relativa.....	15
5.4.1.1	Korrelationen von Gibbs und Holtz (1957)	
5.4.1.1	Correlazione di Gibbs e Holtz (1957).....	15
5.4.1.2	Korrelation von Meyerhof (1957)	
5.4.1.2	Correlazione di Meyerhof (1957) .....	15
5.4.1.3	Korrelation von Bazaraa (1967)	
5.4.1.3	Correlazione di Bazaraa (1967).....	15
5.4.1.4	Korrelation von Cubrinowski & Ishihara (1998)	
5.4.1.4	Correlazione di Cubrinowski & Ishihara (1998) .....	16
5.4.1.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	
5.4.1.5	Sintesi dei risultati.....	16
5.4.2	Scherparameter	
5.4.2	Parametri di resistenza al taglio .....	18
5.4.2.1	Korrelation von Hatanaka und Uchida	
5.4.2.1	Correlazione di Hatanaka e Uchida .....	19
5.4.2.2	Korrelation von Schmertmann	
5.4.2.2	Correlazione di Schmertmann .....	19
5.4.2.3	Korrelation von Bolton	
5.4.2.3	Correlazione di Bolton .....	19
5.4.2.4	Korrelation nach NAVFAC	
5.4.2.4	Correlazione proposta da NAVFAC.....	20
5.4.2.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	
5.4.2.5	Sintesi dei risultati.....	21

5.4.3	Verformungsmodul	
5.4.3	Modulo di deformabilità .....	23
5.4.3.1	Korrelation von Stroud	
5.4.3.1	Correlazione di Stroud.....	24
5.4.3.2	Korrelation von Jamiolkowski et al. (1988)	
5.4.3.2	Correlazione di Jamiolkowski et al. (1988) .....	24
5.4.3.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	
5.4.3.3	Sintesi dei risultati.....	24
5.4.4	Zusammenfassung der charakteristischen Werte und der Projektparameter und ihres Variationsfeldes	
5.4.4	Riepilogo valori caratteristici e di progetto e loro campo di variazione .....	27
5.5	DEPONIEMATERIAL	
5.5	MATERIALE DI DEPOSITO .....	29
<b>6</b>	<b>PLANUNGSKRITERIEN NACH GRENZZUSTÄNDEN</b>	
<b>6</b>	<b>CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>31</b>
6.1	SICHERHEITSNACHWEISE IM STATISCHEN BEREICH	
6.1	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO .....	32
6.1.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU) .....	32
6.1.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	33
6.2	SICHERHEITSNACHWEISE IM SEISMISCHEN BEREICH	
6.2	VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO.....	34
6.2.1	Bezugsgrenzzustände für Nachweise bei Erdbebeneinwirkung .....	34
6.2.1	Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche	
6.2.2	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT).....	37
6.2.2	Stati limite ultimi (SLU)	
6.2.3	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) .....	37
6.2.3	Stati limite di esercizio (SLE)	
6.3	BEMESSUNGSWERTE DER BEANSPRUCHUNG	
6.3	AZIONI DI PROGETTO.....	38
<b>7</b>	<b>NACHWEIS DER GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT UND GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT</b>	
<b>7</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO.....</b>	<b>39</b>
7.1	ANALYSE DES SPANNUNGSZUSTANDES	
7.1	ANALISI SFORZI-DEFORMAZIONI.....	39
7.1.1	Ergebnisse des untersuchten Schnitts 6	
7.1.1	Risultati sezione di studio 6.....	41
7.1.2	Ergebnisse des untersuchten Schnitts 19	
7.1.2	Risultati sezione di studio 19.....	47
<b>8</b>	<b>BEWEISSICHERUNGSPLAN</b>	
<b>8</b>	<b>PIANO DI MONITORAGGIO.....</b>	<b>48</b>
8.1	ALLGEMEINE KRITERIEN	
8.1	CRITERI GENERALI .....	48
8.2	EIGENSCHAFTEN DER INSTRUMENTE	
8.2	CARATTERISTICHE STRUMENTAZIONE .....	51
8.2.1	Hydraulische Pegelmesser	
8.2.1	Piezometri idraulici .....	51
8.2.2	Piezometri a corda vibrante.....	52

8.2.2	Schwingsaiten Piezometer	
8.2.3	Piezometri a corda vibrante.....	52
8.2.3	Inklinometer	
8.2.4	Inclinometri.....	54
<b>9</b>	<b>VORSCHRIFTEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG</b>	
<b>9</b>	<b>PRESCRIZIONI ESECUTIVE.....</b>	<b>56</b>
9.1	VORBEREITUNG DES BAUGRUNDES	
9.1	PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA.....	56
9.2	ENTWÄSSERUNGSSYSTEM	
9.2	SISTEMA DI DRENAGGIO .....	56
9.3	VERDICHTUNGSMETHODEN UND GEOMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN	
9.3	MODALITÀ DI COMPATTAZIONE E CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE .....	57
<b>10</b>	<b>SCHLUSSBEMERKUNGEN</b>	
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>58</b>
<b>11</b>	<b>VERZEICHNISSE</b>	
<b>11</b>	<b>ELENCHI.....</b>	<b>59</b>
11.1	TABELLENVERZEICHNIS	
11.1	ELENCO DELLE TABELLE.....	59
11.2	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	
11.2	ELENCO DELLE ILLUSTRAZIONI.....	59
11.3	ANLAGENVERZEICHNIS	
11.3	ELENCO APPENDICI .....	60
11.4	REFERENZDOKUMENTE	
11.4	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	61
11.4.1	Eingangsdokumente	
11.4.1	Documenti in ingresso.....	61
11.4.1.1	Bauprojekt	
11.4.1.1	Progetto Definitivo .....	61
11.4.1.2	Ausführungsprojekt Baulos Muls 2-3	
11.4.1.2	Progetto esecutivo Lotto Muls 2-3 .....	61
11.4.2	Normen und Richtlinien	
11.4.2	Normativa.....	63
11.4.3	Literatur	
11.4.3	Letteratura.....	64
<b>ANHANG 1 - STRATIGRAPHIEN DER ERKUNDUNGSBOHRUNGEN</b>		
<b>APPENDICE 1 - STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI.....</b>		<b>66</b>
<b>ANHANG 2 - ERGEBNISSE DER LABORVERSUCHE AUF DEM BAUGRUND</b>		
<b>APPENDICE 2 - RISULTATI PROVE DI LABORATORIO PER I TERRENI.....</b>		<b>72</b>
<b>ANHANG 3 - ERGEBNISSE DER LABORVERSUCHE AUF DEM DEPONIEMATERIAL</b>		
<b>APPENDICE 3 - RISULTATI ANALISI GRANULOMETRICHE PER IL MATERIALE DI DEPOSITO .....</b>		<b>73</b>
<b>ANHANG 4 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN UNTERSUCHTEN SCHNITT 6</b>		
<b>APPENDICE 4 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 6 .....</b>		<b>78</b>
<b>ANHANG 5 - ANHANG 4 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN</b>		
<b>UNTERSUCHTEN SCHNITT 19</b>		
<b>APPENDICE 5 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 19 .....</b>		<b>97</b>
<b>ANHANG 6 - SCHEMATISCHER ÜBERBLICK DES BEWEISSICHERUNGSPROGRAMMS</b>		
<b>APPENDICE 6 - RIEPILOGO SCHEMATICO PIANO DI MONITORAGGIO.....</b>		<b>112</b>

## 1 EINLEITUNG

Für die Errichtung des Brennerbasistunnels sind auf italienischem Staatsgebiet einige Deponien vorgesehen, um das Ausbruchsmaterial provisorisch und definitiv zu lagern.

Der vorliegende Bericht analysiert die Deponie Genauen 2.

Mit Bezug zu den Planunterlagen der Deponien wurden unterschiedliche Gebrauchsklassen des Materials, das vom Ausbruch der Stollen und der beiden Haupttunnel des Brennerbasistunnels stammen, sowie aus den Verbindungstunnels und den Kavernen: (1) Klasse A, bestehend aus Material hochwertiger Qualität, geeignet für Zuschlagstoffe; (2) Klasse B, bestehend aus Material geeignet für Aufschüttungen oder Verfüllungen; (3) Klasse C bestehend aus Material, das nicht weiter verwertbar ist und somit definitiv gelagert wird.

Für die Realisierung des Bauloses II + III des Brennerbasistunnels werden ca. 6 Millionen Kubikmeter Material der Klasse A und circa 4 Millionen der Klassen B+C ausgebrochen.

In Anbetracht der sanften Morphologie im Eisacktal und der Probleme, die die Errichtung ausreichend großer Deponien mit sich bringt, wurde besonders großen Wert auf die Bemessung und auf die Modellierung der Deponien gelegt, um diese auf die bestmögliche Weise in die bestehende Landschaft einzufügen.

Der vorliegende Bericht gibt die Ergebnisse der geotechnischen Studien wieder, die für die Ausführungsplanung der Deponien durchgeführt wurden.

Um das Lesen dieses Dokuments zu erleichtern, enthält es 5 Anhänge, auf die in den verschiedenen Kapiteln des Berichts Bezug genommen wird:

- Anhang 1 enthält die derzeit verfügbaren Stratigraphien der Bohrlöcher aufgrund dessen die Projektstratigraphie, die charakteristischen geotechnischen Parameter des Projekts laut Anweisungen der Technischen Baunormen (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, italienische Gesetzgebung) definiert wurden.
- Anhang 2 gibt die Ergebnisse der Laborversuche wieder, die zur geotechnischen Charakterisierung des Baugrunds durchgeführt wurden.
- Anhang 3 zeigt die Siebkurven für das Ausbruchsmaterial aus den Ausbrucharbeiten, die bereits für die Errichtung des Brennerbasistunnels durchgeführt wurden:

## 1 INTRODUZIONE

Per la realizzazione della Galleria di Base del Brennero, sul territorio italiano sono previsti alcuni depositi per collocare, sia provvisoriamente sia definitivamente, lo smarino proveniente dagli scavi.

Nel presente rapporto verrà analizzato il deposito di Genauen 2.

Con riferimento agli elaborati grafici dei depositi, sono state distinte le seguenti classi di utilizzo del materiale proveniente dagli scavi del cunicolo di servizio e delle due canne principali della Galleria di Base del Brennero, comprese le interconnessioni e i cameroni: (1) classe A, costituita da materiale di alta qualità, idoneo per inerti; (2) classe B, costituita da materiale idoneo per riporti o riempimenti; (3) classe C costituita da materiale non riutilizzabile e destinato a deposito in via definitiva.

Per la realizzazione del lotto Mules II + III della galleria di Base del Brennero verranno scavati circa 6 milioni di metri cubi di materiale di classe A e circa 4 milioni di materiale B+C.

Tenendo conto della delicata morfologia presente in Val d'Isarco e della problematica di realizzare aree di deposito sufficientemente voluminose, si è posta particolare attenzione nel dimensionare e modellare i depositi stessi in modo tale da inserirli nel miglior modo possibile nel paesaggio esistente.

La presente relazione riporta le risultanze degli studi geotecnici effettuati per la progettazione esecutiva del deposito.

Per facilità di consultazione del documento, lo stesso comprende le seguenti 5 appendici che vengono richiamate nei diversi capitoli della relazione:

- Appendice 1 che contiene le stratigrafie dei sondaggi attualmente disponibili e sulla base dei quali è stata definita la stratigrafia di progetto e definiti i parametri geotecnici caratteristici e di progetto, in accordo alle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 (normativa italiana);
- Appendice 2 che contiene i risultati delle prove di laboratorio condotte per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione.
- Appendice 3 che riporta delle curva granulometriche relative allo smarino proveniente dagli scavi già effettuati per la realizzazione della Galleria di Base

- Anhänge 4 und 5 geben die Ergebnisse der numerischen Analysen - Methode der finiten Elemente - wieder;
  - Anhang 6 enthält die graphischen Unterlagen zum vorgesehenen Beweissicherungsplan, der im Kapitel 8 erläutert wird.
- del Brennero;
- Appendice 4 e 5 che riportano i risultati delle analisi numeriche effettuate con il metodo degli elementi finiti;
  - Appendice 6: elaborati grafici relativi al piano di monitoraggio previsto e descritto nel capitolo 8.

## 2 GEGENSTAND UND ZIEL

Der vorliegende Bericht hat die Deponie für das Abbruchmaterial Genauen 2 zum Gegenstand, das als Endlager vorgesehen ist und sich im ebenen Areal zwischen der Eisenbahnlinie Verona-Brenner und dem steilen Hang des "Auerbergs", der nach Osten ausgerichtet ist. Ziel dieses Berichtes ist die Wiedergabe der Ergebnisse der Standsicherheitsnachweise und der Setzungsanalysen, die sich durch die Errichtung der Deponie zeigen können, und ihrer Auswirkungen auf die angrenzenden Strukturen und Infrastrukturen mit besonderem Hinblick auf die beiden Hochspannungslinien in der Nähe der Deponie. Dabei werden alle verfügbaren geotechnischen Untersuchungen überprüft, die Projektstratigraphie definiert und der Baugrund sowie das ganze Material, das deponiert wird, aus geotechnischer Sicht charakterisiert.

Außerdem wird im Kapitel 8 die im Ausführungsprojekt geplante Beweissicherung angeführt, die aus Pegelrohren, Setzungsmesser mit Inkrementalmessung und mit Platte, Inklinometer und topographische Festpunkte besteht; durch dieses Beweissicherungsprogramm wird es möglich sein, die Projektannahmen und den Sicherheitsgrad des Bauwerks während der Bauphase als auch auf lange Sicht ständig zu überprüfen.

## 2 OGGETTO E SCOPO

La presente relazione ha per oggetto il deposito dello smarino di Genauen 2, individuato come deposito terminale e situato sull'area piana tra la linea ferroviaria Verona – Brennero e il pendio ripido del "Auerbergs" rivolto verso est. Lo scopo della relazione è quello - dopo avere effettuato una revisione delle indagini geotecniche attualmente disponibili ed avere definito una stratigrafia di progetto ed una caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione e dei materiali che costituiranno il deposito - di riportare i risultati delle verifiche di stabilità e delle analisi dei cedimenti indotti dalla realizzazione del deposito, valutandone le implicazioni sulle strutture e infrastrutture limitrofe, con particolare riferimento alle due linee ad alta tensione situate in prossimità del deposito.

Inoltre, nel capitolo 8 viene descritto il monitoraggio previsto dal progetto esecutivo, costituito da piezometri, assestimetri incrementali e a piastra, inclinometri e caposaldi topografici; mediante tale monitoraggio sarà possibile verificare le assunzioni progettuali e verificare costantemente il grado di sicurezza dell'opera in terra sia durante la costruzione sia a lungo termine.



### 3 BESCHREIBUNG DER DEPONIE UND DER VORGESEHENEN BAUWERKE

#### 3.1 BESCHREIBUNG DES SACHVERHALTS

Die Deponie Genauen 2 (Abb. 1) befindet sich auf der rechten Seite des Talbodens, im Süden der Ortschaft Mauls, in einem vorwiegend intensiv landwirtschaftlich genutzten Gebiet.

### 3 DESCRIZIONE DEL DEPOSITO E DELLE OPERE PREVISTE

#### 3.1 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO

Il deposito Genauen 2 (Figura 1) si trova posizionato nel lato destro del fondovalle, a sud dell'abitato di Mules in un'area ad uso prevalente agricolo intensivo.

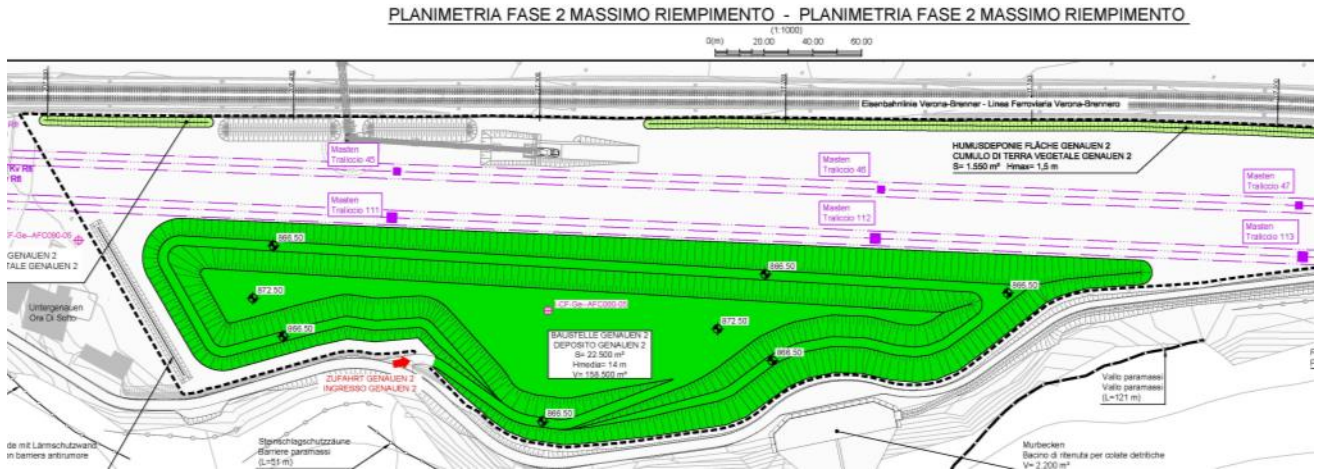


Abbildung 1: Übersichtsplan Materialdeponie Genauen 2 (maximales Volumen)

Figura 1. Planimetria deposito Genauen 2 (fase di massimo riempimento)

Die wichtigsten Daten der Materialdeponie Genauen II werden anschließend angeführt, für Details verweist man auf den Bericht [28]:

- projektierte Fläche der Materialdeponie: 22.500 m<sup>2</sup>
- Deponievolumen: 158.500 m<sup>3</sup> (auf Oberfläche)
- maximale Länge: 415 m
- maximale Breite: 85 m
- maximale Höhe: 14 m
- Auffüllungsphasen/ Bearbeitungsphasen: 3
- Neigung der zeitweiligen Deponieoberfläche:
  - longitudinal 0,0%
  - transversal 0,0%
- Böschungsneigung: 2:3

Di seguito sono riportati i dati principali del deposito Genauen II, per il dettaglio delle informazioni si rimanda al Rapporto [28]:

- Area deposito proiettato: 22.500 m<sup>2</sup>
- Volume di deposito: 158.500 m<sup>3</sup> (fuori terra)
- Lunghezza massima: 415 m
- Larghezza massima: 85 m
- Altezza massima: 14 m
- Fasi di riempimento/sistemazione: 3
- Pendenza della superficie del deposito temporaneo:
  - longitudinale 0,0%
  - trasversale 0,0%
- Pendenza scarpata: 2:3

#### 3.2 BESTEHENDE INFRASTRUKTUREN:

Die bestehenden Infrastrukturen werden im Detail in den Berichten [10] und [11] dargestellt und beschrieben. Anschließend führt man eine Zusammenfassung der bestehenden Interferenzen im Bereich der Materialdeponie:

#### 3.2 INFRASTRUTTURE ESISTENTI

Le infrastrutture esistenti sono illustrate e descritte in maniera dettagliata nelle relazioni [10] e [11]. Di seguito si dà un riepilogo delle interferenze esistenti nella zona del deposito:

- A22 Brennerautobahn
- Zugangsstraße und Fahrradweg
- Alter Stall auf der GP. 2093/3
- Zwei oberirdische Hochspannungsleitungen zu 132 kV der R.F.I. Italienische Eisenbahn
- Unterirdische elektrische Leitung zur Versorgung des Bauernhofes Untergenauen, von Grasstein kommend
- Unterirdische elektrische Leitung an der Westseite des Fahrradweges
- Eisenbahnlinie Verona - Brenner
- Telefonleitung
- Kanal des Baches in der orographisch Rechten des Tales
- Begrenzungszäune
- Steinschlagschutzsäune und Stützmauern
- Baustellenbegrenzung des Areals zu den Baulosen vor dem Baulos Muls II+III
- Pegelmesser der BBT
- Alter Heustadel auf der Bauparzelle Nr. 2093/3
- A22 Autostrada del Brennero
- Strada di accesso e pista ciclabile
- Vecchia stalla sulla p.f. 2093/3
- Due linee elettriche aeree da 132 kV A.T. della R.F.I. Rete Ferroviaria Italiana
- Linea elettrica interrata per l'approvvigionamento del maso Untergenauen proveniente da Le Cave
- Linea elettrica interrata sul lato ovest della pista ciclabile
- Linea ferroviaria Verona –Brennero
- Linea telefonica
- Canale del torrente sul lato orografico destro della valle
- Recinzioni di delimitazione
- Reti paramassi e muri di sostegno
- Recinzioni dell'area di cantiere dei lotti precedenti al lotto Muls II+III
- Piezometri della BBT
- Vecchio fienile sulla particella fondiaria n° 2093/3

Die Gebäude der Höfe Genauen unterliegen dem Denkmalschutz und sind nicht direkt von der Materialdeponie betroffen. Das einzige direkt von der Deponie betroffene Gebäude ist die Ruine des alten Stalles, der abgebrochen und dann wieder aufgebaut wird.

Das Areal wird zur Zeit als Deponie für das Ausbruchmaterial aus dem Baulos Muls I genutzt. Für den Baubeginn am Baulos Muls II+III sieht BBT vor, das gesamte Areal der Deponie Genauen 2 zu räumen.

Die beiden oberirdischen Hochspannungsleitungen zu 132 kV durchqueren das Areal der Deponie auf seiner gesamten Länge (Abb. 1).

### 3.3 ENTWICKLUNG DER ARBEITEN (BAUPHASEN)

Die Arbeiten im Bereich der Materialdeponie werden ca. 10 Jahre dauern. Innerhalb der zehnten Jahres sieht man vor, das ganze Material der Klasse A, das in der temporären Deponie Genauen 2 vorhanden sein wird, zu verkaufen und auch wieder zu verwenden, um die Ausgangslage wieder herzustellen. Man sieht vor, die Materialdeponie in zwei Phasen zu errichten:

I fabbricati dei masi Genauen sono sotto tutela delle Belle Arti e non sono interessati direttamente dal deposito. L'unico fabbricato interessato direttamente dal deposito è il rudere della vecchia stalla che è destinato ad essere demolito e poi nuovamente ricostruito.

Il terreno è interessato attualmente dal deposito di materiali di scavo risultante dal lotto di Muls I. Per l'inizio dei lavori del lotto Muls II+III BBT prevede lo sgombero totale dell'area di deposito di Genauen 2.

Le due linee elettriche aeree da 132 kV attraversano l'area del deposito per tutta la lunghezza (Figura 1).

### 3.3 EVOLUZIONE DEI LAVORI (FASI COSTRUTTIVE)

I lavori nell'area di deposito dureranno ca. 10 anni. Entro la fine del decimo anno è previsto di vendere, nonché di riutilizzare tutto il materiale di scavo di classe A presente nel deposito temporaneo di Genauen 2 in modo tale da ripristinare la situazione iniziale. È previsto di realizzare il deposito in due fasi:

- *Phase 1: Vorbereitung des Baugrundes - Abtragen der obersten Bodenschicht*

Das nördliche Gebiet der Materialdeponie Genauen 2 wird bereits als Deponie für das Ausbruchmaterial aus dem Baulos Mauls I genutzt. Für den Baubeginn am Baulos Mauls II+III sieht BBT vor, dieses gesamte Areal zu räumen, was dann als Deponie für das Ausbruchmaterial dieses Bauloses zur Verfügung steht.

Für die Abschnitte, die nicht von diesen Tätigkeiten betroffen sind, fährt man folgenderweise fort (Entfernung bestehender Begrenzungen; Abholzen eventueller Büsche, Bäume und Gestrüpp; Vorbereitung der Tragschicht der Materialdeponie)

- *Phase 2: Maximale temporäre Materialdeponie*

Die Baustellenlogistik sieht vor, dass bis zum zehnten Betriebsjahr das Ausbruchmaterial der Klasse A mittels einem Förderband zur Materialdeponie Genauen 2 transportiert wird. Auf einer Seite handelt es sich um Material, das am freien Markt verkauft werden kann oder für die Herstellung von Beton, Betonüberzug oder Fertigteilen verwendet werden kann. Für die Analyse der Gesamtmenge verweist man auf den Bericht [18].

Zeitweilig kann ein Maximalvolumen oberirdisch von 158.500 m<sup>3</sup> an Ausbruchmaterial abgelagert werden. Man siehe die Tafel 02-H61-DB-300-KLP-D0700-51102

- *Phase 3: Endausbau*

Am Ende der Arbeiten am Baulos wird die Ausgangssituation wiederhergestellt, indem eine 30 cm dicke Schicht von Mutterboden wieder angebracht wird. Man siehe die Tafel 02-H61-DB-300-KLP-D0700-51102.

Das Ausbruchmaterial wird voraussichtlich in 60 cm dicken Schichten eingebaut (die genauen Einbaumodalitäten des Ausbruchmaterials, was Höhe der Schichten und Anzahl der Verdichtungsvorgänge betrifft, müssen durch eine entsprechende Versuchsaufschüttung ermittelt werden, um geeignete Scherfestigkeit und Verformungseigenschaften zu erhalten). Die Anbringung des Materials erfolgt in Abhängigkeit zum Tunnelvortrieb, aber im Allgemeinen ist sie kontinuierlich. Als letzte Schicht Aufschüttungsmaterial zur Erreichung der höchsten Schicht wird Ausbruchmaterial geeigneter Korngröße mit einer Dicke von ca. 50 cm angebracht, um Unregelmäßigkeiten auszugleichen und die notwendigen Böschungen zu bilden. Sei es in der temporären Phase, in der das Maximum an Material aufgenommen wird, als auch in der Endphase ist kein Sammelsystem für Sickerwasser vorgesehen. Man nimmt nämlich an, dass die Oberflächenwasser versickern oder auf der Oberfläche abfließen.

- *Fase 1: Sistemazione del terreno – asporto scotico*

La zona nord dell'area del deposito di Genauen 2 è già interessata dalle attività di deposito del materiale di scavo risultante dal lotto Mules I. All'inizio dei lavori del lotto Mules II+III tale area sarà sgomberata e sarà a piena disposizione per il deposito del materiale di scavo risultante da tale lotto.

Per le parti di superficie non interessate da tale attività si procede nel modo seguente (rimozione di recinzioni esistenti; asportazione di eventuali cespugli, alberi e ceppaie; realizzazione del piano di base del deposito)

- *Fase 2: Deposito temporaneo massimo*

La logistica di cantiere prevede che fino al decimo anno di esercizio venga trasportato con continuità del materiale di scavo di classe A tramite nastro trasportatore al deposito Genauen 2. Da un lato si tratta di materiale che può essere venduto sul libero mercato oppure riutilizzato per la produzione di calcestruzzo, betoncino o conci. Per un'analisi delle quantità completa si rimanda all'elaborato [18].

Potrà essere depositato temporaneamente un volume massimo fuori terra pari a 158.500 m<sup>3</sup> di materiale. Si veda tavola 02-H61-DB-300-KLP-D0700-51102

- *Fase 3: Sistemazione finale*

Al termine dei lavori del lotto sarà ripristinata la situazione antecedente il deposito apportando lo strato pari a 30cm di terreno vegetale. Si veda la tavola 02-H61-DB-300-KLP-D0700-51102.

Il materiale di scavo sarà depositato, orientativamente, in strati di circa 60 cm di spessore (tuttavia le esatte modalità di messa in opera dello smarino, per quanto concerne l'altezza degli strati e il numero di passate, dovranno essere messe a punto mediante un apposito rilevato sperimentale al fine di ottenere adeguate caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità). Il conferimento del materiale avverrà in relazione all'avanzamento della galleria, ma sostanzialmente in modo continuo. Come ultimo strato di riporto per raggiungere il livello più alto si stenderà uno strato di materiale di scavo di idonea pezzatura con un spessore di ca. 50 cm al fine di livellare le irregolarità del terreno e creare le pendenze necessarie. Sia nella fase del temporaneo massimo intermedio che nella situazione finale non è previsto alcun sistema di raccolta delle acque da disperdere per percolazione. Si assume infatti che le acque superficiali si infiltrino o defluiscano sulla superficie.

#### 4 GEOLOGISCHER, HYDROGEOLOGISCHER UND GEOMORPHOLOGISCHER ÜBERBLICK

Das Untersuchungsgebiet des Areals der Materialdeponie Genauen im Abschnitt des Talbodens in der hydrografischen Rechten des Eisacks bei Mauls besteht aus geologischer Sicht aus Lockermaterialablagerungen verschiedenen Ursprungs [1].

Es finden sich Sedimente aus fluvialen Ablagerungen des Eisacks, Schuttblockmaterial und Hangschutt am Fuße der angrenzenden Hänge, sowie Murschutt, das aus den Murgerinnen stammt.

Der Fels steht außerhalb des Areals der Materialdeponie an, am südwestlichen Hang und besteht aus Brixner Granit.

Der Eisack ist das einzige oberflächliche Fließgewässer, ist der Hauptsammler und steht in Verbindung mit dem Grundwasser, das sich in geringer Tiefe befindet.

Zur Wassernutzung befinden sich im Untersuchungsgebiet der Tiefbrunnen Unterleitner für Bewässerungszwecke im Talboden und die beiden Quellen Unterleitner und Sparber im Hangabschnitt.

Die Durchlässigkeit im Areal der Materialdeponie sind allgemein gering (Größenordnung  $10^{-7}$  m/s). Eine visuelle Bewertung des Bohrkernmaterials zeigt aber, dass im Allgemeinen höhere Durchlässigkeitswerte anzunehmen sind (ca.  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  m/s).

Vom vorwiegend bewaldeten Hang im Südwesten des Areals der Materialdeponie geht eine Steinschlaggefahr sowie eine Murgefahr aus.

Es wurden bereits Steinschlagschutznetze zur Sicherung des Fahrradweg installiert, der am Fuße des Hanges verläuft. Trotzdem haben einige Blöcke diesen Weg auch in jüngster Zeit erreicht.

Die Nachweise zu den Steinschlagereignissen und die Bemessung der Schutzbauten zu Steinschlag und Murereignissen sind in den jeweiligen Berichten [18] e [19] angegeben.

#### 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, IDROGEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di studio nel settore del deposito Genauen nel settore di fondovalle in destra idrografica dell'Isarco presso Mules è costituito dal punto di vista geologico da terreni sciolti di varia genesi [1].

Comprendono sedimenti derivanti da deposizione fluviale dell'Isarco, materiale detritico di blocchi e di falda ai piedi dei versanti adiacenti nonché materiale di debris flow dai canali di debris flow.

La roccia affiora poco al di fuori dell'area di deposito, sul versante a sudovest, sotto forma di granito di Bressanone.

L'Isarco rappresenta come unico elemento d'acqua superficiale il collettore immissario principale ed è in contatto idraulico con l'acquifero situato a relativamente poca profondità.

Sfruttamenti d'acqua nel settore indagato sono il pozzo profondo per uso irriguo Unterleitner sul fondovalle e le due sorgenti Unterleitner e Sparber nel tratto di versante.

Le permeabilità idrauliche nel settore del deposito sono generalmente basse (ordine di grandezza  $10^{-7}$  m/s). Una valutazione visuale del materiale carotato impone di prendere in considerazione generalmente permeabilità più elevate (ca.  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  m/s).

Dal versante, prevalentemente boscato, situato a sudovest dell'area di deposito esiste un pericolo di caduta massi nonché un pericolo di debris flow.

Sono già stati installati reti di protezione per la messa in sicurezza della pista ciclabile che scorre al piede del versante. Tuttavia sono giunti dei blocchi fino a tale stradina anche in tempi recenti.

Le verifiche dei fenomeni di instabilità di versante e il dimensionamento delle opere di difesa dalla caduta massi e da eventi di debris-flow sono riportate rispettivamente nei rapporti [18] e [19].

## 5 GEOTECHNISCHE CHARAKTERISIERUNG

### 5.1 VERFÜGBARE UNTERSUCHUNGEN

Für das Einreichprojekt wurde eine Untersuchungskampagne [7] durchgeführt, die aus 3 durchgehenden Rotationsbohrungen (l=15 m) und aus Rammsondierungen im Bohrloch im Vortrieb sowie aus Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch und im Labor bestehen.

### 5.2 DEFINITION DER BEZUGSTRATIGRAPHIE

Aufgrund der Informationen aus [1]-[2] und mit Verweis auf den Anhang 1 für die Bohrlochstratigraphien [7] gibt man in der nachfolgenden Tabelle die Projektstratigraphie wieder.

Strato n.	Profondità (m)		Descrizione
	Da	A	
1	0.00	1.25	Limo sabbioso, limo debolmente argillo - sabbioso
2	1.25	15.00	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa con ciottoli più o meno frequenti

Tabelle 1 Projektstratigraphie

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 INDAGINI DISPONIBILI

Nell'ambito del Progetto definitivo è stata eseguita una campagna di indagini [7] costituita da 3 sondaggi a carotaggio continuo (l=15 m) e da prove penetrometriche dinamiche eseguite nei fori di carotaggio in avanzamento, nonché da prove di permeabilità realizzate sia in foro che in laboratorio.

### 5.2 DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Sulla base delle informazioni contenute in [1]-[2] e rimandando all'Appendice 1 per le stratigrafie dei sondaggi [7] si riporta nella tabella seguente la stratigrafia di progetto.

Tabella 1: Stratigrafia di progetto

### 5.3 GRUNDWASSERSPIEGEL

Der Eisack ist das Fließgewässer mit ständiger Schüttung im Untersuchungsgebiet. Dieser ist vom Areal der Materialdeponie durch die Autobahn und die Eisenbahn getrennt. Andere Fließgewässer finden sich nur als Rinne mit periodischer Schüttung am westlichen Hang der Talebene von Genauen.

Die Erkundungsbohrungen Ge-B-01/05, Ge-B-02/05 e Ge-B-03/05 wurden mit Pegelmessern ausgestattet.

Die Tabelle 2 gibt alle gemessenen Daten zum Einreichsprojekt wieder.

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche im Labor zeigen eine geringe Durchlässigkeit im Untergrund in einer Tiefe von mehr als 6 m von ca.  $1,6-7,4 \cdot 10^{-7}$  m/sec.

Andererseits, aufgrund der direkten Untersuchungen des Untergrundes (Bohrungen Up-B-01/05 e Up-B-02/05), muss man sich in den Abschnitten mit gemischter Korngröße eine höhere Durchlässigkeit der Größenordnung von  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  m/s erwarten.

Im Bereich des Hofes Obergenauen Genauen, d. h. zwischen den Arealen der Materialdeponie Nord und Süd, befindet sich ein Tiefbrunnen für Bewässerungszwecke.

### 5.3 ANDAMENTO DELLA FALDA

Il corso d'acqua a portata perenne nell'area indagata è l'Isarco. Questo è separato dall'area di deposito dall'autostrada e dalla ferrovia. Ulteriori corsi d'acqua esistono solo sotto forma dei canali a portata d'acqua periodica presenti sul versante occidentale della piana di Genauen.

I sondaggi geognostici Ge-B-01/05, Ge-B-02/05 e Ge-B-03/05 sono stati attrezzati con piezometri.

Nella Tabella 2 sono elencati tutti i dati misurati nell'ambito del Progetto Definitivo.

I risultati delle prove di permeabilità eseguite in laboratorio indicano una permeabilità ridotta del sottosuolo ad una profondità oltre i 6 metri di circa  $1,6-7,4 \cdot 10^{-7}$  m/sec.

D'altro canto, basandosi sui risultati delle indagini dirette del sottosuolo (sondaggi Up-B-01/05 e Up-B-02/05), ci si deve aspettare nei settori di sedimenti a granulometria mista una permeabilità superiore nell'ordine di grandezza di  $10^{-4}$  -  $10^{-5}$  m/s.

Nei pressi del maso Genauen di sopra, quindi tra le due aree di deposito nord e sud, esiste un pozzo profondo per acque irrigue. Inoltre sono presenti due sorgenti di acqua

Außerdem finden sich zwei Trinkwasserquellen am Hang des Auerbergs, jeweils oberhalb der Höfe Obergenaun und Untergenaun.

potabile sul versante del monte Auer, rispettivamente al di sopra dei masi Genauen di sopra e di sotto.

Grundwasser messstelle / Piezometro	Datum/ Data	Absoluthöhe/ quota assoluta [m]	Temperatur/ Temperatura [°]	Elektr. Leitfähigkeit/ Conducibilità elettrica [ $\mu\text{S}/\text{cm}$ ]	Hydraulische Durchlässigkeiten/ Perm. idrauliche (lt. Laborversuchen/s ec. Prove di laboratorio) [m/sec]
Ge-B-01/05	08.02.2006	849.72	7.9	297	$6 \cdot 10^{-7}$ (Tiefe/prof. 6-7 m)
	21.03.2006	849.62	7.6	310	
	20.04.2006	850.26	7.9	332	
	18.05.2006	851.98	8.1	272	
	12.06.2006	852.30	7.7	291	
	07.07.2006	852.30	8.1	304	
Ge-B-02/05	08.02.2006	847.09	7.4	278	$7 \cdot 10^{-7}$ (Tiefe/prof. 8-9 m)
	21.03.2006	847.02	7.4	280	
	20.04.2006	847.51	7.3	279	
	18.05.2006	848.78	7.7	274	
	12.06.2006	848.90	7.5	282	
	07.07.2006	848.87	7.6	289	

Tabelle 2 Grundwasserdaten aus den Pegelmessrohren Genauen aus dem Einreichsprojekt

Tabella 2: Dati della falda misurati nei piezometri Genauen nel Progetto Definitivo

#### 5.4 GEOTECHNISCHE EIGENSCHAFTEN DER BÖDEN

Die Scher- und Verformungsparameter wurden aufgrund der SPT-Versuche im Bohrloch ermittelt (Abb. 2). Außerdem wurden zur Ermittlung des Reibungswinkels der Böden auch die Scherversuche auf Bodenproben aus den Bohrungen herangezogen. Die Bodenproben wurden entnommen und im Labor wieder rekonstruiert, da aufgrund der großen Körnungen (Kiese und Sande) eine ungestörte Probenentnahme nicht möglich war.

Unter Berücksichtigung der extremen Variabilität der Korngrößenverteilung der Böden wurden anfangs für jeden Kennwert unterschiedliche Korrelationen herangezogen, die miteinander verglichen wurden und davon dann die geeignetste Korrelation ausgewählt wurde, um jeden Kennwert des Baugrundes zu definieren.

#### 5.4 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

I parametri di resistenza al taglio e di deformabilità sono stati ricavati sulla base delle prove SPT eseguite nei sondaggi effettuati (Figura 2). Inoltre sono stati considerati, per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio dei terreni, anche i risultati delle prove di taglio diretto su campioni prelevati nei sondaggi e necessariamente ricostituiti in laboratorio in quanto, a causa della natura dei terreni a grana grossa (ghiaie sabbiose), non è possibile prelevare dei campioni indisturbati.

Tenendo conto della estrema variabilità della composizione granulometrica dei terreni per ogni parametro sono state inizialmente adottate diverse correlazioni confrontandone i risultati e operando, infine, una scelta adottando la correlazione ritenuta più appropriata a definire ogni parametro significativo dei terreni di fondazione.

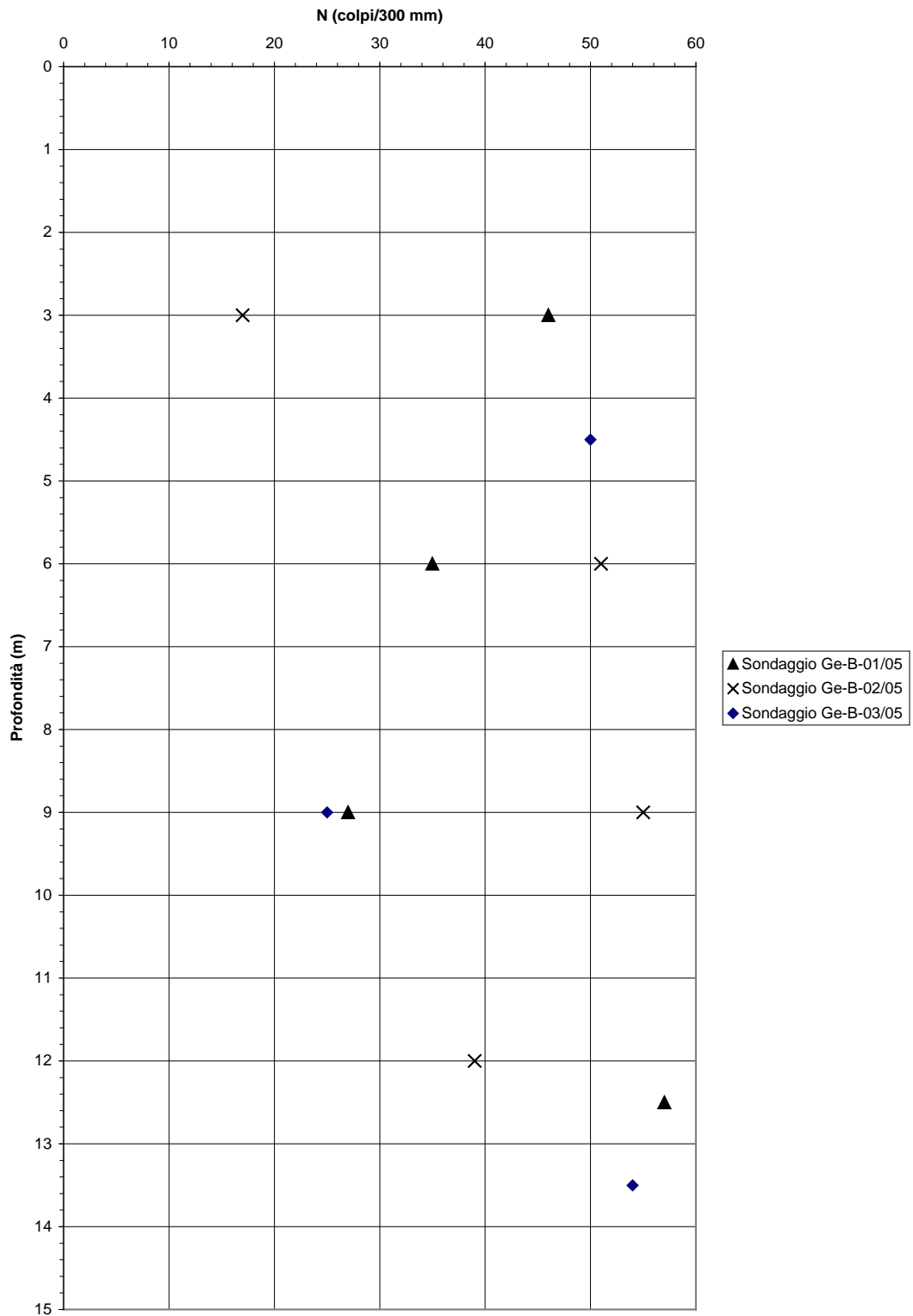


Abbildung 2. Ergebnisse der SPT-Versuche in den Bohrungen

Figura 2. Risultati prove SPT effettuate nei sondaggi

#### 5.4.1 Lagerungsdichte

Um die geeignetste Korrelation für die untersuchten Bodenart auszuwählen, wurde folgende Korrelationen berücksichtigt.

##### 5.4.1.1 Korrelationen von Gibbs und Holtz (1957)

Gibbs und Holtz (1957) [46] haben als erste die systematische Einwirkung der effektiven Spannungen auf die Beziehung zwischen  $D_r$  e  $N$  untersucht, wobei sie Rammsondierungen in einem großen zylindrischen Behältern (Höhe 122 cm, Durchmesser 92 cm) durchführten, in dem Sand mit bekannter Dichte eingebracht worden war. Die daraus gewonnen Korrelation kann folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$D_r = \left\{ \left[ 1.5 \cdot \left( \frac{N}{F} \right)^{0.222} \right] - 0.6 \right\}$$

dove:

$$F = 0.0065 \cdot \sigma_{v0}^2 + 1.68 \cdot \sigma_{v0} + 14$$

$\sigma_{v0}$  = tensione verticale totale espressa in  $t / m^2$ .

##### 5.4.1.2 Korrelation von Meyerhof (1957)

Meyerhof (1957) [47] schlug aufgrund der Laborversuche von Gibbs und Holtz folgenden Korrelation vor:

$$D_r = 21 \cdot \sqrt{\frac{N}{(\sigma'_v + 0.7)}}$$

mit  $\sigma'_v$  ausgedrückt in  $kg/cm^2$ .

##### 5.4.1.3 Korrelation von Bazaraa (1967)

Bazaraa (1967) [48] kritisierte die Korrelationen aus den Laborversuchen, wobei er anmerkte, dass die Ergebnisse der Rammsondierungen auf im Labor rekonstruierten Bodenproben nicht repräsentativ für die  $N$  Werte seien, die, bei gleichen Werten der Lagerungsdichte, man vor Ort erhält, da bei natürlichen Ablagerungen wichtige Faktoren wie die Zementierung, die Alterung (aging), die Geschichte des Spannungszustandes usw. eine wichtige Rolle spielen. Von diesem Einwand ausgehend, schlug Bazaraa folgende Korrelation vor:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma'_{v0})}$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})}$$

#### 5.4.1 Densità relativa

Allo scopo di scegliere la correlazione più idonea, per i tipi di terreni in oggetto, sono state, considerate le seguenti correlazioni.

##### 5.4.1.1 Correlazione di Gibbs e Holtz (1957)

Gibbs e Holtz (1957) [46] furono i primi a studiare in modo sistematico l'influenza delle tensioni efficaci sul legame fra  $D_r$  e  $N$ , realizzando delle prove penetrometriche in un grande serbatoio cilindrico (altezza 122 cm, diametro 92 cm) all'interno del quale era stata messa in opera della sabbia di densità nota. La correlazione ottenuta può essere riepilogata mediante la seguente formula:

##### 5.4.1.2 Correlazione di Meyerhof (1957)

Meyerhof (1957) [47] in base alle prove di laboratorio di Gibbs e Holtz ha proposto la seguente correlazione:

con  $\sigma'_v$  espresso in  $kg/cm^2$ .

##### 5.4.1.3 Correlazione di Bazaraa (1967)

Bazaraa (1967) [48] ha mosso una critica alle correlazioni ottenute in laboratorio, osservando che i risultati di prove SPT eseguite su campioni ricostituiti in laboratorio non fossero rappresentativi dei valori di  $N$  che, a parità di densità relativa, si ottengono in sito, per l'esistenza nel deposito naturale di fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la storia dello stato tensionale ecc. Partendo da tale obiezione, Bazaraa è pervenuto alla seguente correlazione:

$$\text{per } \sigma'_{v0} \leq 0.732 \text{ kg / cm}^2$$

$$\text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg / cm}^2$$



5.4.1.4 Korrelation von Cubrinowski & Ishihara (1998)

Eine andere Methode wurde jüngst von Cubrinowski & Ishihara (1998) [49] vorgeschlagen:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{78}) \cdot \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)}{9} \cdot \left( \frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \right\}^{0.5}$$

wobei:

$D_r$  = Lagerungsdichte (-)

$N_{78}$  = Anzahl der Schläge für 300 mm Vortrieb, was einer Energie von 78% der theoretischen entspricht, die dem Gestänge übertragen wird

$D_{50}$  = Durchmesser, der dem 50% des Durchgangs (mm) entspricht

$\sigma'_{v0}$  = geostatische, effektive, vertikale Spannung (kPa).

Diese Formel ist in diesem Falle anwendbar:

- Normal konsolidierte Böden, mit einem Kennwert des Ruherddrucks von 0.4 ÷ 0.5.
- Energie, die auf das Gestänge übertragen wird von 78%. In Italien liegt die Energie, die auf das Gestänge übertragen wird, unter 78% und ist meist gleich 60%; bei der Verwendung der Formel muss man darauf achten, den gemessenen  $N$  Wert zu verändern,  $N_{60}$  und zwar mit der Formel:  $N_{78} = 60/78 \cdot N_{60}$ .

Die Widerstände werden bei Sand mit dem Standardgerät erfasst, bei Kiesen mit dem LPT (Large Penetration Test), das einen größeren Durchmesser als das Standardgerät aufweist.

5.4.1.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

In der Abb. 3 sind alle Werte der Lagerungsdichte zusammengefasst, die durch die verschiedenen Korrelationen ermittelt wurden. Für die Definition der Lagerungsdichte wird die Korrelation von Bazaraa verwendet, die konservativsten Werte liefert (Abb. 4).

5.4.1.4 Correlazione di Cubrinowski & Ishihara (1998)

Un altro metodo è stato proposto recentemente da Cubrinowski & Ishihara (1998) [49] in base ai quali si ha:

$$D_r = \left\{ \frac{(N_{78}) \cdot \left( 0.23 + \frac{0.06}{D_{50}} \right)}{9} \cdot \left( \frac{98}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \right\}^{0.5}$$

essendo:

$D_r$  = densità relativa (-)

$N_{78}$  = numero di colpi per 300 mm di avanzamento, associabile ad un'energia trasferita alle aste pari al 78% di quella teorica

$D_{50}$  = diametro corrispondente al 50% di passante (mm)

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace geostatica (kPa).

Tale espressione è applicabile al caso di:

- Terreni normalmente consolidati, caratterizzati da coefficienti di spinta a riposo dell'ordine di 0.4 ÷ 0.5.
- Energia trasferita alle aste pari al 78%. In Italia, l'energia trasferita alle aste è inferiore al 78% e pari, mediamente, al 60%; nell'applicazione della formula si dovrà avere l'accortezza di modificare il valore  $N$  misurato, assunto pari a  $N_{60}$ , adottando la seguente equazione:  $N_{78} = 60/78 \cdot N_{60}$ .
- Resistenze ottenute con il campionatore standard nelle sabbie e con il campionatore LPT (Large Penetration Test), di diametro maggiore rispetto a quello standard, nel caso delle ghiaie.

5.4.1.5 Sintesi dei risultati

In Figura 3, sono riepilogati i valori di densità relativa ricavati utilizzando le diverse correlazioni. Per la definizione della densità relativa si assumerà la correlazione proposta da Bazaraa che fornisce i valori più cautelativi (Figura 4).

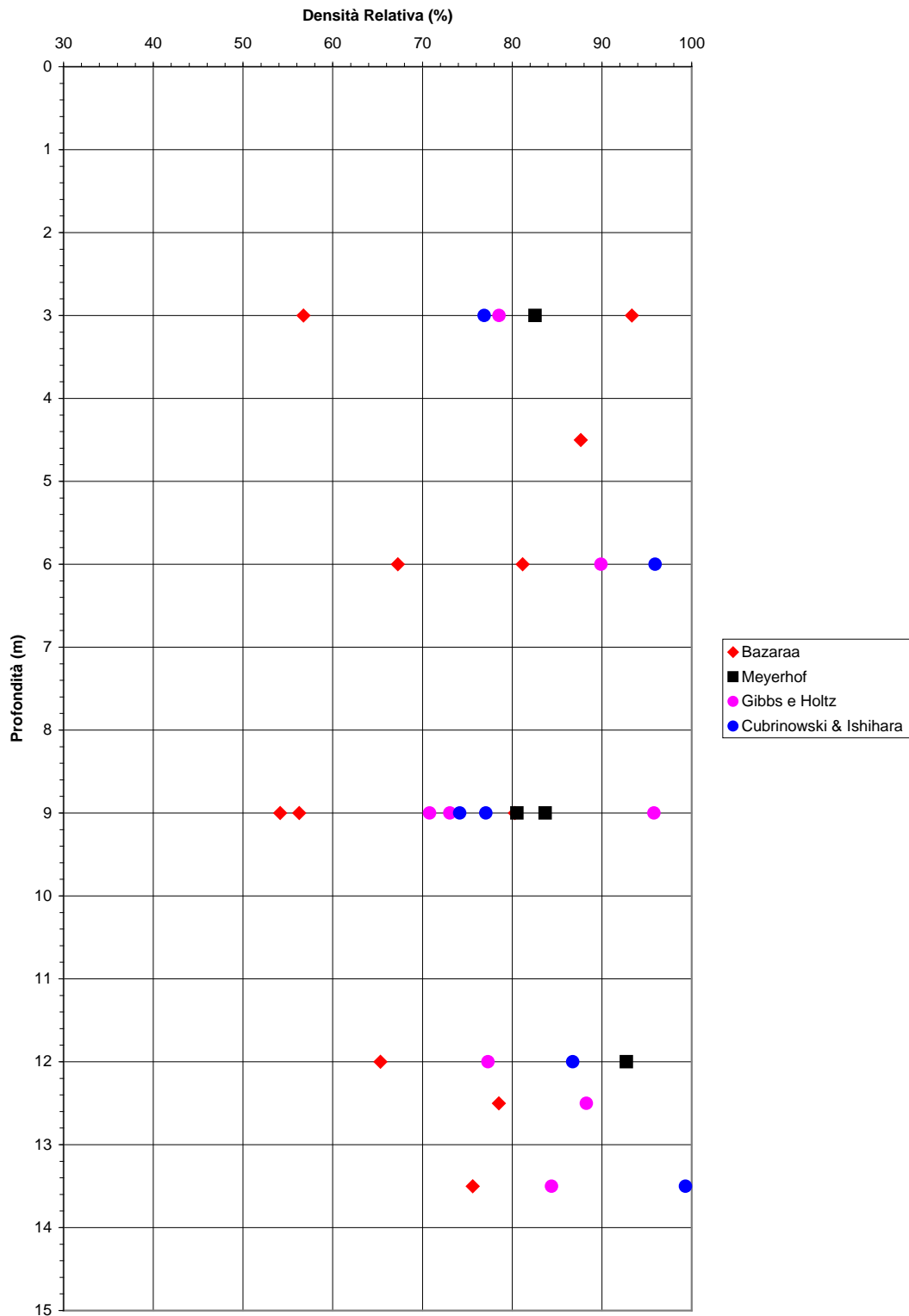


Abbildung 3. Werte der Lagerungsdichte aus den verschiedenen Korrelationen.

Figura 3. Valori della densità relativa ricavati adottando le diverse correlazioni.

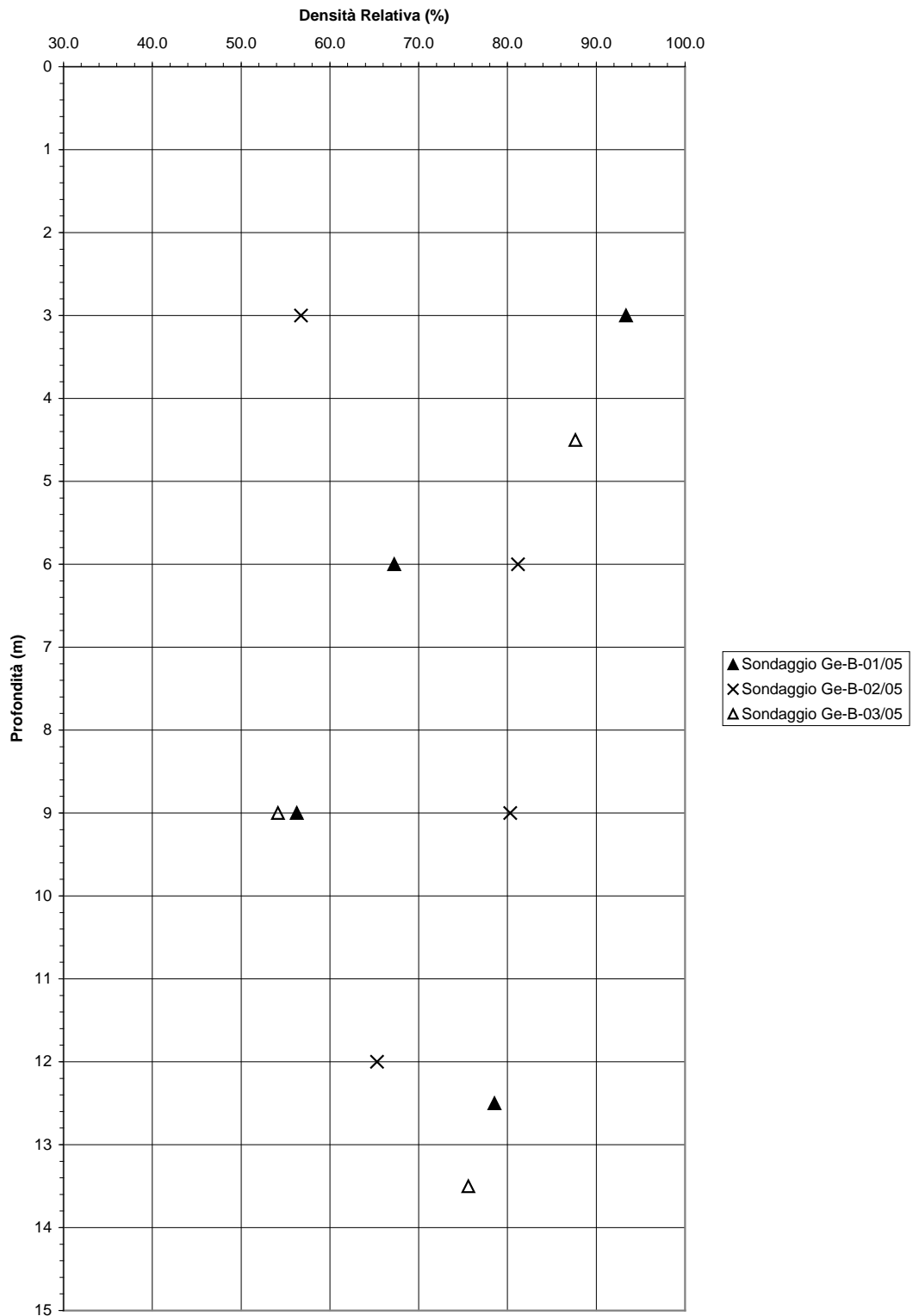


Abbildung 4. Werte der Lagerungsdichte aus der Korrelation von Bazaraa.

Figura 4. Valori caratteristici della densità relativa, ottenuti adottando la correlazione di Bazaraa.

#### 5.4.2 Scherparameter

Analog dazu, wurden zur Bestimmung des Reibungswinkels aus den Ergebnissen der SPT-Versuche folgende Korrelationen verwendet.

#### 5.4.2 Parametri di resistenza al taglio

Analogamente, per stimare l'angolo di resistenza al taglio dal valore delle prove SPT sono state adottate le seguenti correlazioni.

#### 5.4.2.1 Korrelation von Hatanaka und Uchida

Hatanaka und Uchida (1996) [50] leiteten folgende Korrelation zwischen  $N_1$  und Reibungswinkel unter triaxialen Druckbedingungen  $\phi'(TX)$  für Sande und Kiese mit Siebdurchgang 200 ASTM von weniger als 10%, aufgrund der Ergebnisse von Triaxialversuchen auf ungestörten Probekörpern

$$\phi' = (\alpha \cdot N_1)^{0.5} + \beta$$

dove:

$$\alpha = 20$$

$$\beta = 20^\circ \pm 3^\circ$$

$$N_1 = \frac{N}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{98.1}\right)^{0.5}}$$

mit  $\sigma'_{v0}$  in kPa

Der Wert von  $N$  muss auf einen  $ER$  Wert von 78% bezogen werden (Energy Ratio, die in Italien meist 60% ist).

Diese Korrelation erhielt man für  $\phi'$  Werte zwischen  $28^\circ$  e  $44^\circ$  und für  $N$  Werte zwischen 4 und 28 Schläge/300 mm.

#### 5.4.2.2 Korrelation von Schmertmann

Der Reibungswinkel  $\phi'$  kann auch durch die folgende von Schmertmann (1975) vorgeschlagene Korrelation [51] ermittelt werden:

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{\left(12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)} \right]^{0.34}$$

#### 5.4.2.3 Korrelation von Bolton

Laut Bolton (1986) [52] kann der Peak-Reibungswinkel  $\phi'$  durch diese Gleichungen geschätzt werden:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

mit:

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

wobei:

- $D_r$  = Lagerungsdichte
- $Q = 10$  (für Partikel silizischer Natur)

#### 5.4.2.1 Correlazione di Hatanaka e Uchida

Hatanaka e Uchida (1996) [50] hanno ricavato la seguente correlazione fra  $N_1$  e l'angolo di resistenza al taglio in condizioni di compressione triassiale  $\phi'(TX)$ , per sabbie e ghiaie aventi passante al vaglio n° 200 ASTM inferiore al 10%, sulla base dei risultati di prove triassiali eseguite su campioni indisturbati prelevati con la tecnica del congelamento:

$$\phi' = (\alpha \cdot N_1)^{0.5} + \beta$$

dove:

$$\alpha = 20$$

$$\beta = 20^\circ \pm 3^\circ$$

$$N_1 = \frac{N}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{98.1}\right)^{0.5}}$$

con  $\sigma'_{v0}$  in kPa

Il valore di  $N$  deve essere riferito ad un valore di  $ER$  pari al 78% (Energy Ratio che in Italia è abitualmente pari al 60%).

Tale correlazione è stata ottenuta per valori di  $\phi'$  compresi fra  $28^\circ$  e  $44^\circ$  e per valori di  $N$  compresi fra 4 e 28 colpi/300 mm.

#### 5.4.2.2 Correlazione di Schmertmann

L'angolo di attrito  $\phi'$  può essere, anche, determinato tramite la seguente correlazione proposta da Schmertmann, (1975) [51]:

$$\phi' = \tan^{-1} \left[ \frac{N}{\left(12.2 + 20.3 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)} \right]^{0.34}$$

#### 5.4.2.3 Correlazione di Bolton

In accordo a Bolton (1986) [52] l'angolo di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  può essere stimato sulla base delle seguenti equazioni:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

con:

$$DI = D_r \cdot [Q - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

- $D_r$  = densità relativa
- $Q = 10$  (per particelle di natura silicea)

- $p'_r$  = effektiver mittlerer Druck bei Bruch (kPa) = 1.4  $\sigma'_{ff}$  (Jamiokowski et al. ,1988)
- $\sigma'_{ff}$  = Normalspannung zur Bruchoberfläche im Falle des Bruchs
- $m$  = empirische Konstante, die von den Verformungsbedingungen abhängt (siehe Tabelle 3)
- $\Phi'_{cv}$  = Reibungswinkel bei konstantem Volumen, durch Laborversuche zu ermitteln oder für Sande aus Tabelle 4 abzuschätzen

- $p'_r$  = pressione efficace media a rottura (kPa) = 1.4  $\sigma'_{ff}$  (Jamiokowski et al. ,1988)
- $\sigma'_{ff}$  = tensione normale alla superficie di rottura in condizioni di rottura
- $m$  = costante empirica dipendente dalle condizioni di deformazione (vedi Tabella 3)
- $\Phi'_{cv}$  = angolo di attrito a volume costante, determinabile da prove di laboratorio o stimabile, nel caso di sabbie, sulla base di quanto indicato in Tabella 4

Laut des gekrümmten Hüllkreises von Baligh (1975) [55] bis zu Werten von  $\sigma'_{ff}=272$  kPa kann der Peak-Reibungswinkel  $\Phi'$  ermittelt werden unter Berücksichtigung von  $p'_r = 1.4 \sigma'_{ff} = 1.4 \times 272 = 380$  kPa.

In accordo all'inviluppo curvilineo proposto da Baligh (1975) [55] fino a valori di  $\sigma'_{ff}=272$  kPa l'angolo di attrito di picco  $\Phi'$  può essere determinato adottando  $p'_r = 1.4 \sigma'_{ff} = 1.4 \times 272 = 380$  kPa.

Für Werte, die  $\sigma'_{ff}$  übertreffen, tendiert der Reibungswinkel  $\Phi'$  abzunehmen; dieser muss fallweise aufgrund des effektiven Werts von  $\sigma'_{ff}$  oder von  $p'_r$  bestimmt werden, die man dem jeweiligen untersuchten Problem zuordnen kann.

Per valori superiori di  $\sigma'_{ff}$ , l'angolo di attrito  $\Phi'$  tenderà invece a diminuire; esso andrà determinato caso per caso sulla base dell'effettivo valore di  $\sigma'_{ff}$  o di  $p'_r$ , associabile allo specifico problema in esame.

Condizioni di deformazione Verformungsbedingungen	m (-)
Tipiche di prove triassiali di compressione (problemi di carico in condizioni assialsimmetriche) Typisch für triaxiale Kompressionsversuche (Probleme bei Belastung unter axialsymmetrischen Bedingungen)	3
Tipiche di prove di taglio semplice (problemi in condizioni di deformazione piana) Typisch für Scherversuche (Probleme unter den Bedingungen der ebenen Verformung)	5

Tabelle 3: Werte der empirischen Konstante m nach Bolton (1986)

Tabella 3: Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986)

Tipo di terreno Bodenart	Sabbie ben gradate Gleichförmiger Sand	Sabbie uniformi Gleichmäßiger Sand
Sabbie con spigoli vivi kantiger Sand	38°	34°
Sabbie con spigoli arrotondati Gerundeter Sand	33°	30°

Tabelle 4: Werte des volumenbeständigen Reibungswinkels  $\Phi'_{cv}$  laut Stroud (1988) und Youd (1972)

Tabella 4: Valori dell'angolo a volume costante  $\Phi'_{cv}$  in accordo a Stroud (1988) e Youd (1972)

#### 5.4.2.4 Korrelation nach NAVFAC

Der Reibungswinkel kann mittels der Grafiken aus dem NAVFAC Design Manual D.M. n° 7.01 "Soil Mechanics (1982) U.S. Government Printing Office Washington ermittelt werden. Diese Grafiken berücksichtigen die Korngrößenverteilung der Böden und man kann dadurch folgende Korrelation anwenden:

$$\phi' = 27.2 + 17.8 \cdot D_r$$

#### 5.4.2.4 Correlazione proposta da NAVFAC

L'angolo di resistenza al taglio può essere ricavato dai grafici riportati sul NAVFAC Design Manual D.M. n° 7.01 "Soil Mechanics (1982) U.S. Government Printing Office Washington. Da tali grafici tenendo conto dell'assortimento granulometrico dei terreni, è stata adottata la seguente correlazione:

$$\phi' = 27.2 + 17.8 \cdot D_r$$

#### 5.4.2.5 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Abb. 5 gibt zum Vergleich die Reibungswinkel wieder, die mit diesen Korrelationen ermittelt wurden. Für die Korrelationen in Funktion der Lagerungsdichte wurde der  $Dr$  Wert mittels der Korrelation von Bazaraa ermittelt [48].

Wie man an der Abb. 5 sieht, ergibt die NAVFAC Korrelation die konservativsten Werte für den Reibungswinkel; deshalb wird diese Korrelation verwendet (Abb. 6).

#### 5.4.2.5 Sintesi dei risultati

La Figura 5 riporta, per un confronto, i valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati mediante tali correlazioni. Per le correlazioni funzione della densità relativa, il valore di  $Dr$  è stato ricavato mediante la correlazione di Bazaraa [48].

Come si può notare dalla Figura 5, la correlazione più cautelativa, per quanto concerne l'angolo di resistenza al taglio è quella fornita dal NAVFAC; verrà pertanto adottata tale correlazione (Figura 6).

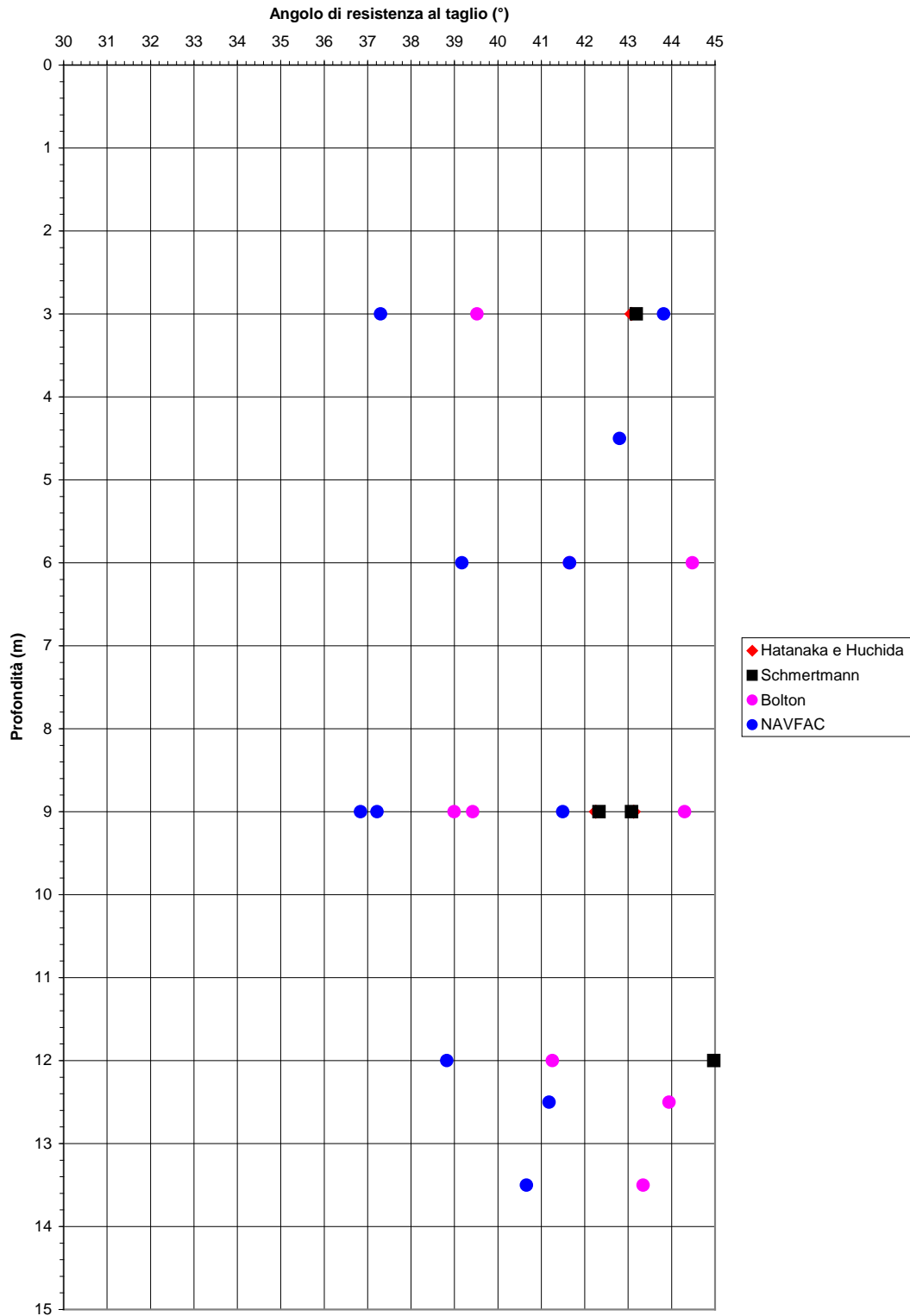


Abbildung 5. Werte für den Reibungswinkel, durch unterschiedliche Korrelationen ermittelt.

Figura 5. Valori dell'angolo di resistenza al taglio ricavati adottando le diverse correlazioni.

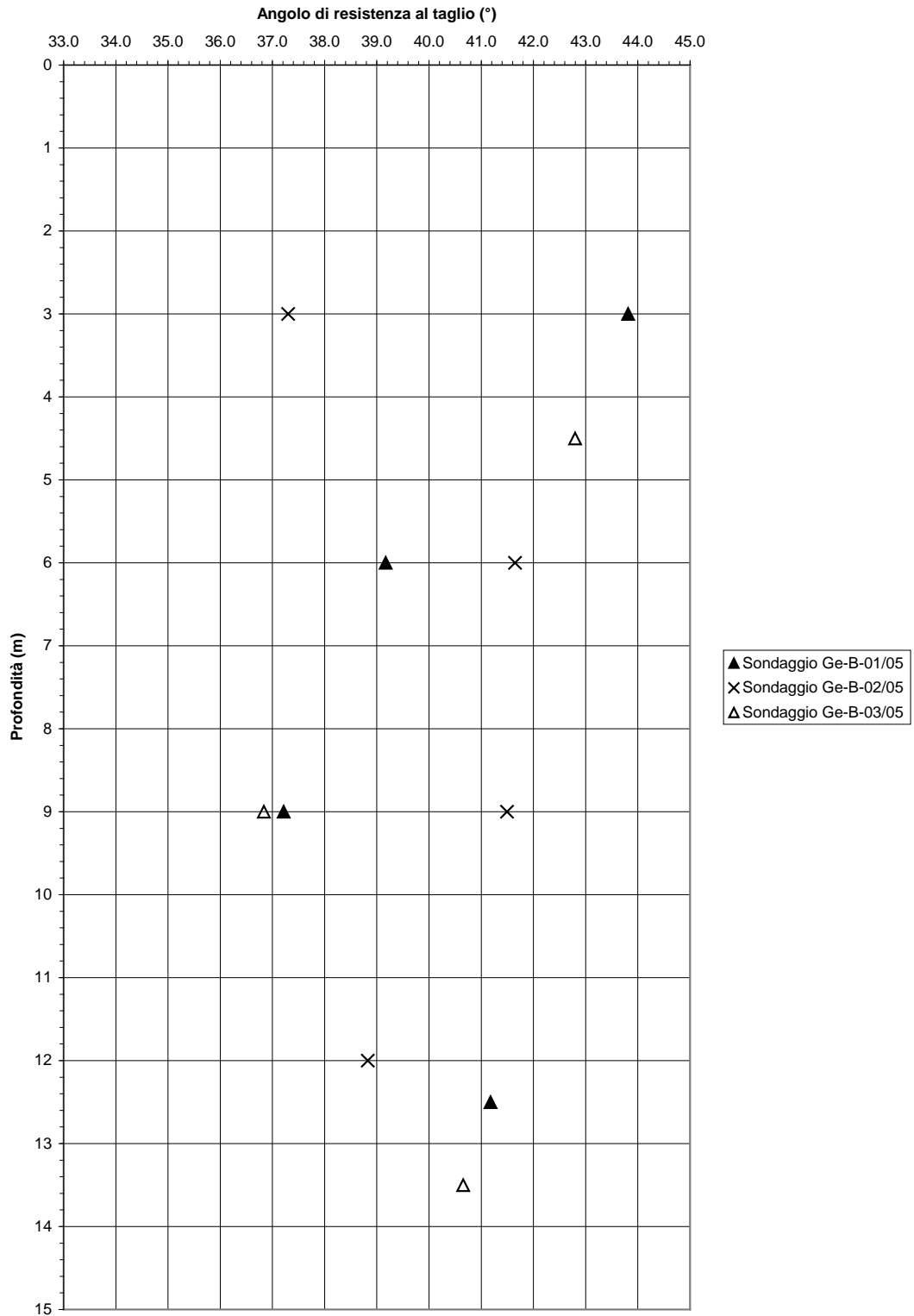


Abbildung 6. Charakteristische Werte des Reibungswinkels, durch die Korrelation nach NAVFAC ermittelt.

Figura 6. Valori caratteristici dell'angolo di resistenza al taglio, ottenuti adottando la correlazione fornita dal NAVFAC.

#### 5.4.3 Verformungsmodul

Analog wurden zum Vergleich zwei verschiedene Korrelationen angewandt.

#### 5.4.3 Modulo di deformabilità

Analogamente, per un confronto, sono state utilizzate due differenti correlazioni.



#### 5.4.3.1 Korrelation von Stroud

Um eine Korrelation zwischen Schlagzahl und Verformungsmodul für grobkörnige Böden zu erhalten, sammelte Stroud (1989) [53] zahlreiche Versuchsdaten aus in situ-Versuchen auf Streifenfundamenten und Plattengründungen sowie aus Plattenlastversuchen. Stroud erkannte die Wichtigkeit des Deformationsgrades, wobei er eine Korrelation zwischen dem Verhältnis  $E' / N_{60}$  und  $q / q_{ult}$  fand, wobei  $q$  der angewandte Druck auf den Boden von Seiten der Gründung und  $q_{lim}$  der Grenzdruck des Bodens ist.

Für normalkonsolidierte und überkonsolidierte Böden, unter Verwendung eines Sicherheitskoeffizienten am Grenzdruck von 3 (d. h.  $q_{netta} / q_{ult} = 1/3$ ), erhält man einen annehmbare Näherungswert durch folgende Korrelation:

$$\frac{E'}{N_{60}} = 1 \text{ (MPa)}$$

Man muss aber daran denken, dass das Verhalten des Bodens nicht linear ist. Deshalb sind die "operativen" Verformungsmodule, die dem spezifischen Problem zugeordnet werden, von den effektiven induzierten Verformungen und/oder vom Mobilisierungsgrad des Scherfestigkeit abhängig.

#### 5.4.3.2 Korrelation von Jamiolkowski et al. (1988)

Als Alternative zur Methode von Stroud, im Falle von Setzungsproblemen bei Oberflächengründungen und beim Gebrauch der bekannten Formeln aus der Elastizitätstheorie, kann das "operative" Young Modul für rechteckige oder runde, starre Lastflächen, gleich dem angenommen werden, das der Spannung von 25% von der am Bruch entspricht.

Laut dieser Annahme, schlugen Jamiolkowski et al. (1988) [54], folgende Korrelationen vor:

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 \cdot D_r) \cdot N \quad \text{in } kg / cm^2 \text{ per terreni normalconsolidati / für normalkonsolidierte Böden}$$

$$E'_{25} = (52.5 - 35 \cdot D_r) \cdot N \quad \text{in } kg / cm^2 \text{ per terreni sovraconsolidati / für überkonsolidierte Böden}$$

#### 5.4.3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Abb. 7 zeigt die Verformungsmodule, die durch die beiden Korrelationen ermittelt wurden. Im Falle der Korrelation von da Jamiolkowski et al. ging man von normalkonsolidierten Böden aus. Wie ersichtlich, ergeben die beiden Korrelationen sehr unterschiedliche Werte des Verformungsmoduls. Man nimmt daher die Korrelation von Jamiolkowski et al. an, da sie di konservativeren Werte ergibt (Abb. 8).

#### 5.4.3.1 Correlazione di Stroud

Nel ricavare una correlazione fra il valore del numero dei colpi ed il modulo di deformabilità dei terreni a grana grossa, Stroud (1989) [53] ha utilizzando numerosi dati sperimentali raccolti in sito, relativi ai cedimenti misurati su fondazioni superficiali, fondazioni su travi rovescie e su platee e da prove di carico su piastra, Stroud ha riconosciuto l'importanza del livello di deformazione, trovando una correlazione fra il rapporto  $E' / N_{60}$  e  $q / q_{ult}$ , dove  $q$  è la pressione applicata al terreno dalla fondazione e  $q_{lim}$  è la pressione limite del terreno.

Per terreni normalconsolidati e per terreni sovraconsolidati, applicando un coefficiente di sicurezza alla pressione limite pari a 3 (ovverosia  $q_{netta} / q_{ult} = 1/3$ ), una ragionevole approssimazione è fornita dalla seguente correlazione:

Occorre comunque tenere presente che essendo il comportamento dei terreni non lineare, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio.

#### 5.4.3.2 Correlazione di Jamiolkowski et al. (1988)

In alternativa al metodo indicato da Stroud, nel caso di problematiche di cedimento di fondazioni superficiali e di utilizzo delle note espressioni ricavate dalla teoria dell'elasticità, per aree di carico rettangolari o circolari rigide, il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a quello corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura.

In accordo a tale assunzione, Jamiolkowski et al. (1988) [54], hanno proposto le seguenti correlazione:

#### 5.4.3.3 Sintesi dei risultati

La Figura 7 riporta i valori del modulo di deformabilità ricavato mediante le due correlazioni avendo considerato, per quella proposta da Jamiolkowski et al., il caso di terreni normalconsolidati. Come si può notare le due correlazioni forniscono valori alquanto diversi del modulo di deformabilità. Verrà adottata pertanto la correlazione fornita da Jamiolkowski et al., che fornisce valori più cautelativi (Figura 8).

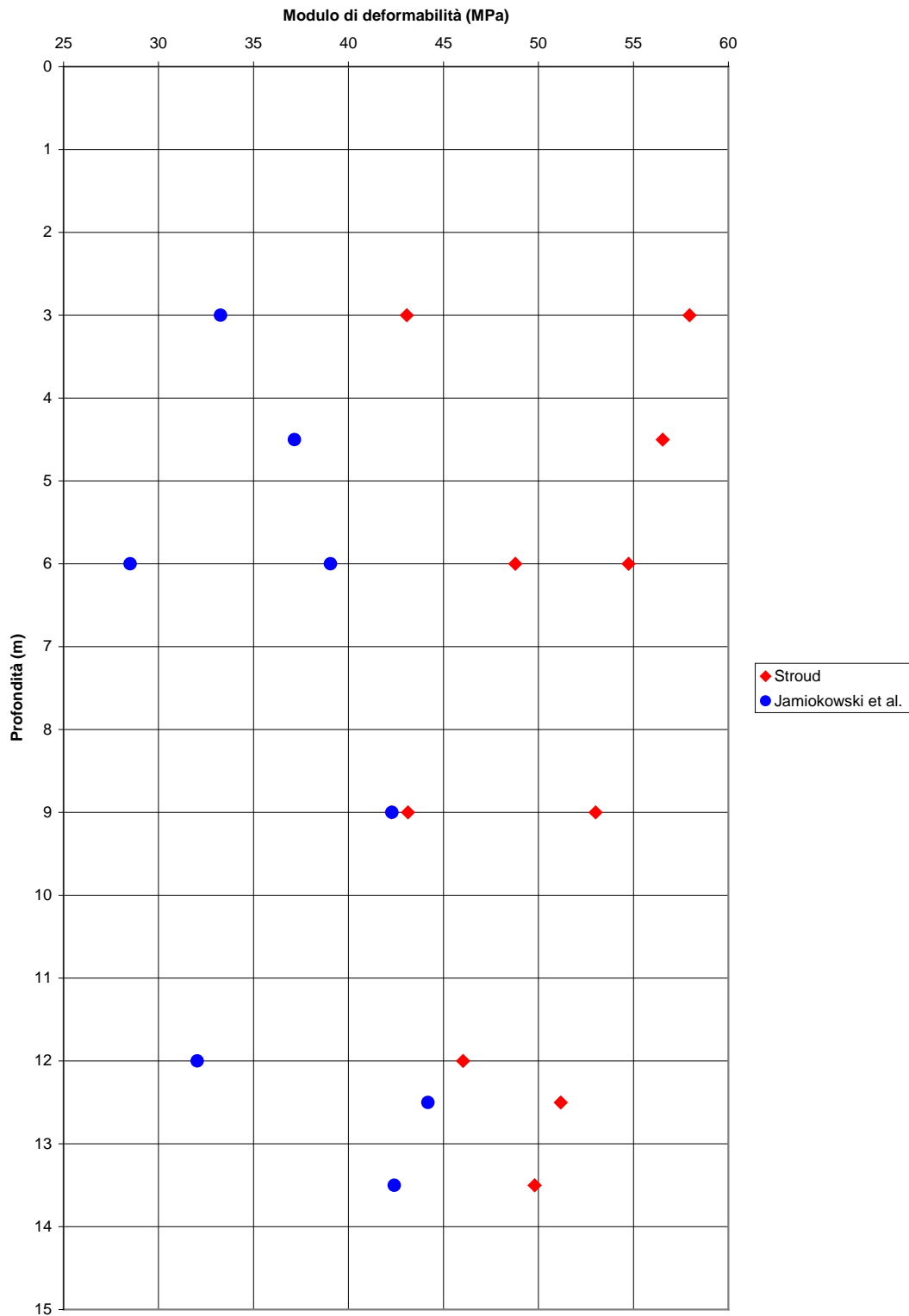


Abbildung 7 Werte des Verformungsmoduls aus den verschiedenen Korrelationen.

Figura 7. Valori del modulo di deformabilità ricavati adottando le diverse correlazioni.

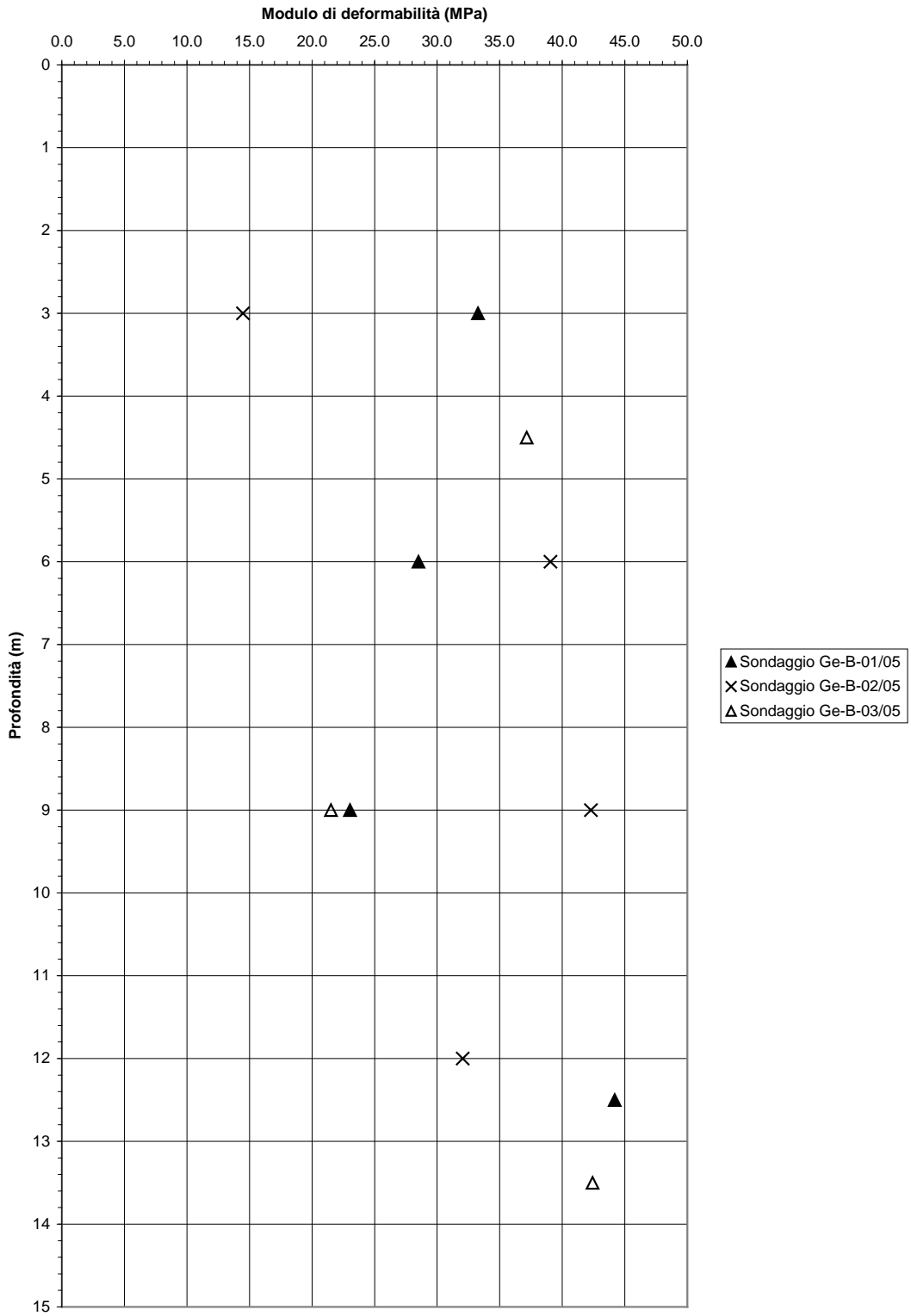


Abbildung 8. Werte des Verformungsmoduls aus den verschiedenen Korrelationen.

Figura 8. Valori del modulo di deformabilità ricavati adottando le diverse correlazioni.

**5.4.4 Zusammenfassung der charakteristischen Werte und der Projektparameter und ihres Variationsfeldes**

Aufgrund der ausgewählten Korrelationen zur Bestimmung der geotechnischen Kennwerte aus den Ergebnissen der SPT-Versuche, fasst die folgende Tabelle 5 die charakteristischen Kennwerte zusammen, die für die Nachweise der Grenzzustände (Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit) der Materialdeponie laut der Norm NTC 2008 verwendet werden.

Strato Schicht	Profondità (m) Tiefe		N <sub>k</sub> (colpi/300 mm) (Schläge/300 mm)	D <sub>r,k</sub> (%)	φ' <sub>k</sub> (°)	E <sub>k</sub> (MPa)
	Da von	A bis				
1	0	1.25	10	35	33	10
2	1.25	7	35	65	39	30
3	7	11	25	55	36	25
4	11	15	40	75	41	40
5	15	25	40	75	41	40

Tabelle 5: Projektstratigraphien, geotechnische Parameter

**5.4.4 Riepilogo valori caratteristici e di progetto e loro campo di variazione**

Sulla base delle correlazioni scelte per determinare i parametri geotecnici dai risultati delle prove SPT, la seguente Tabella 5, riepiloga i parametri geotecnici caratteristici per le verifiche agli stati limite (ultimi e di esercizio) del deposito secondo e indicazioni delle NTC 2008.

Tabella 5: Stratigrafia di progetto, parametri geotecnici

Unter der vorsichtshalben Annahme, dass der Felsuntergrund in 100 m ab GOK anzutreffen ist, wurde der folgende Ansatz angewandt, um das Verformungsmodul in der Tiefe zu ermitteln.

Durch die folgende Relation von Janbu [55] wurde das anfängliche tangentielle Modul ermittelt:

Ipotizzando cautelativamente che il substrato roccioso si trovi ad una profondità di 100 m dal p.c., per la valutazione del modulo di deformabilità con la profondità è stato utilizzato il seguente approccio.

Mediante la seguente relazione proposta da Janbu [55] si è determinato il modulo tangente iniziale:

$$E_i' = k \cdot p_a \cdot \left( \frac{\sigma_c'}{p_a} \right)^n$$

wobei:

E<sub>i</sub>' =anfängliches tangentiales Modul ;

p<sub>a</sub> = Bezugsdruck;

σ'<sub>c</sub> = Bezugssetzungsspannung gleich horizontaler geostatischen Spannung angenommen σ'<sub>3</sub>;

k = Zahl des Moduls;

n = Exponent des Moduls.

Laut der Anweisungen von Janbu [55] wurden Werte von k = 1500 und n = 0.4 angenommen.

Aufgrund des anfänglichen tangentialen Modul wurde ein Wert des operativen Verformungsmoduls ermittelt, das Funktion des Mobilisierungsgrades der Scherkraft ist, was 70% dem anfänglichen tangentialen Moduls ist. Die

in cui:

E<sub>i</sub>' = modulo tangente iniziale;

p<sub>a</sub> = pressione di riferimento;

σ'<sub>c</sub> = tensione di consolidazione di riferimento assunta pari alla tensione geostatica orizzontale σ'<sub>3</sub>;

k = numero del modulo;

n = esponente del modulo.

In accordo alle indicazioni di Janbu [55] è stato assunto un valore di k = 1500 e di n = 0.4.

Sulla base del modulo tangente iniziale è stato ricavato un valore del modulo di deformabilità operativo, funzione del grado di mobilitazione della resistenza al taglio, pari al 70% del modulo tangente iniziale. La seguente figura riporta il

nachfolgende Abbildung gibt das Verformungsmodul wieder, modulo di deformabilità valutato con tale approccio e che das durch diesen Ansatz ermittelt wurde und für die sarà utilizzato per le analisi dei cedimenti del deposito. Setzungsnachweise der Materialdeponie verwendet wird.

### DEPOSITO DI GENAUEN 2

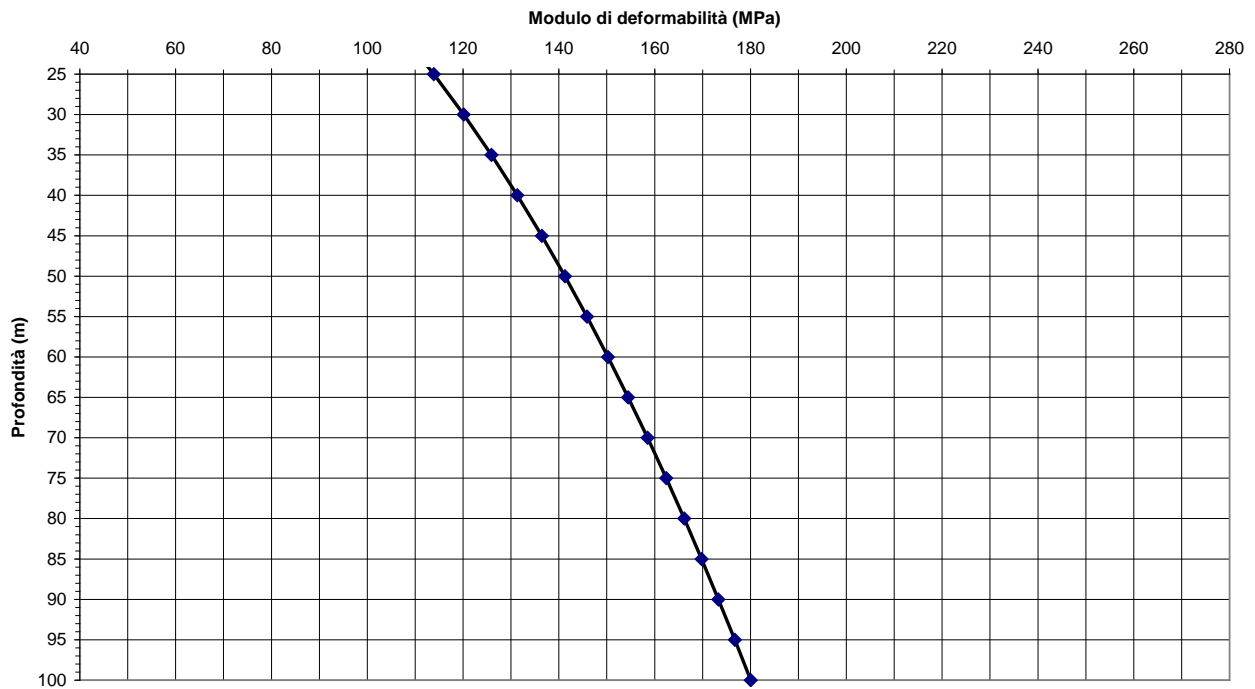


Abbildung 9. Verlauf in der Tiefe des Verformungsmoduls mit der Tiefe, unterhalb der von den Erkundungsbohrungen durchörterten Tiefen.

Figura 9. Andamento con la profondità del modulo di deformabilità con la profondità, al di sotto della profondità interessata direttamente dall'esecuzione di sondaggi geognostici.

## 5.5 DEPONIEMATERIAL

In der Materialdeponie wird zeitweise Ausbruchmaterial der Klasse A ( $158.500 \text{ m}^3$ ) deponiert, d. h. Material hochwertiger Qualität, geeignet zum Gebrauch als Zuschlagstoff.

Berücksichtigt man die Geometrie und die maximale Höhe der Deponie, ist es unerlässlich die Standsicherheit derselben zu garantieren und zwar durch die Definition der Art der Anbringung des Materials, die einen ausreichenden Verdichtungsgrad garantiert. Diese Einbauart muss mittels einem dafür eingerichteten Versuchsfeld definiert werden.

Die Bewertung der Scherparameter für die Standsicherheitsnachweise, die im vorliegenden Bericht angeführt sind, basiert auf den Ergebnissen einiger Korngrößenanalysen (Anhang 3), die auf dem Ausbruchmaterial des Brennerbasistunnels (Mauls) durchgeführt wurden, sowie auf die Korrelationen aus einschlägiger Literatur, die durch Korngrößen und Verdichtungsgrad der Materialien den Reibungswinkel ermitteln.

Die Abbildung 10 gibt die Sieblinien wieder, die zeigen, dass das Material aus einem Sandanteil ( $0.06 \div 2 \text{ mm}$ ) von zwischen 10 und 20 %, einem Kiesanteil ( $2 \div 60 \text{ mm}$ ) von zwischen 30-35 % und einem grobkörnigen Anteil von mehr als 60 mm Durchmesser (Steine) besteht. Es ist kein Feinkornanteil vorhanden.

Es handelt sich deshalb um grobkörniges Material, das unter Annahme eines geringen Verdichtungsgrad durch geeignete Maßnahmen vor Ort einen mittleren Verdichtungsgrad mit einer Lagerungsdichte von 50-60% erhalten kann.

Unter Berücksichtigung der Korrelation des NAVFAV, die bereits zur Interpretation der SPT-Versuche des Baugrundes (Kap. 5.4.2.4) herangezogen wurden, erhält man die Reibungswinkel für die Materialdeponie mit einer maximalen Höhe (15 m ca.). Die Reibungswinkel sind in der Abb. 11 angegeben. Man bemerke, dass die Verringerung des Reibungswinkels mit der Tiefe auf den typischen Bruchkreis zurückzuführen ist, der die grobkörnigen Böden kennzeichnet.

## 5.5 MATERIALE DI DEPOSITO

Nel deposito oggetto della presente relazione sarà depositato temporaneamente materiale di scavo appartenente alla classe A ( $158.500 \text{ m}^3$ ) ovvero materiale di alta qualità, idoneo per inerti.

Tenendo conto della configurazione geometrica e delle massime altezze del deposito, sarà indispensabile per garantirne la stabilità mettere a punto delle modalità di messa in opera che garantiscano un sufficiente grado di compattazione. Tali modalità dovranno essere definite mediante un apposito campo prova.

La valutazione delle caratteristiche di resistenza al taglio per le verifiche di stabilità riportate nella presente relazione si sono basate sull'esame dei risultati di alcune analisi granulometriche (Appendice 3) condotte su materiale da scavo proveniente dalla Galleria di base del Brennero (Mules) e dall'adozione di correlazioni di letteratura che forniscono, sulla base del fuso granulometrico del materiale e del grado di addensamento il valore dell'angolo di resistenza a taglio.

La figura 10 riporta le curva granulometriche dalle quali si può notare che il materiale ha una frazione sabbiosa ( $0.06 \div 2 \text{ mm}$ ) compresa fra il 10 ed il 20 %, una frazione di ghiaia ( $2 \div 60 \text{ mm}$ ) intorno al 30-35 % e, non avendosi materiale fine, il restante materiale ha un diametro superiore ai 60 mm (ciottoli).

Si tratta pertanto di materiali a grana grossa e ipotizzando un modesto grado di compattazione sarà possibile ottenere un grado di addensamento medio in sito caratterizzato da una densità relativa del 50-60%.

Adottando la correlazione del NAVFAV, correlazione già utilizzata per l'interpretazione delle prove SPT eseguite nei terreni di fondazione (Par. 5.4.2.4), si ottengono i valori dell'angolo di resistenza al taglio riportati nella Figura 11, relativamente alla massima altezza del deposito (15 m circa). Da notare che la riduzione con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio è dovuto al tipico involuppo di rottura che caratterizza i terreni a grana grossa.

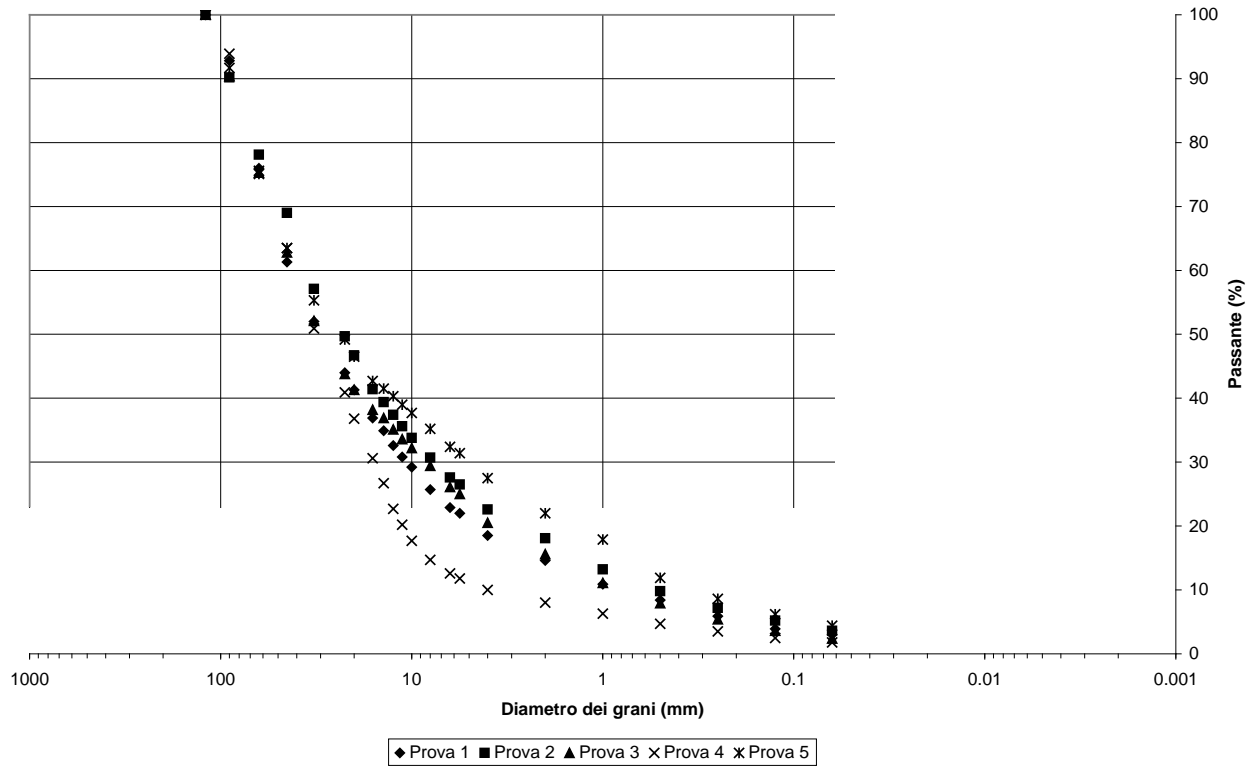


Abbildung 10. Ergebnisse der Korngrößenanalysen auf dem Ausbruchmaterial aus dem Brennerbasistunnel.

Figura 10. Risultati analisi granulometriche effettuate su materiale di scavo proveniente dalla Galleria di base del Brennero.

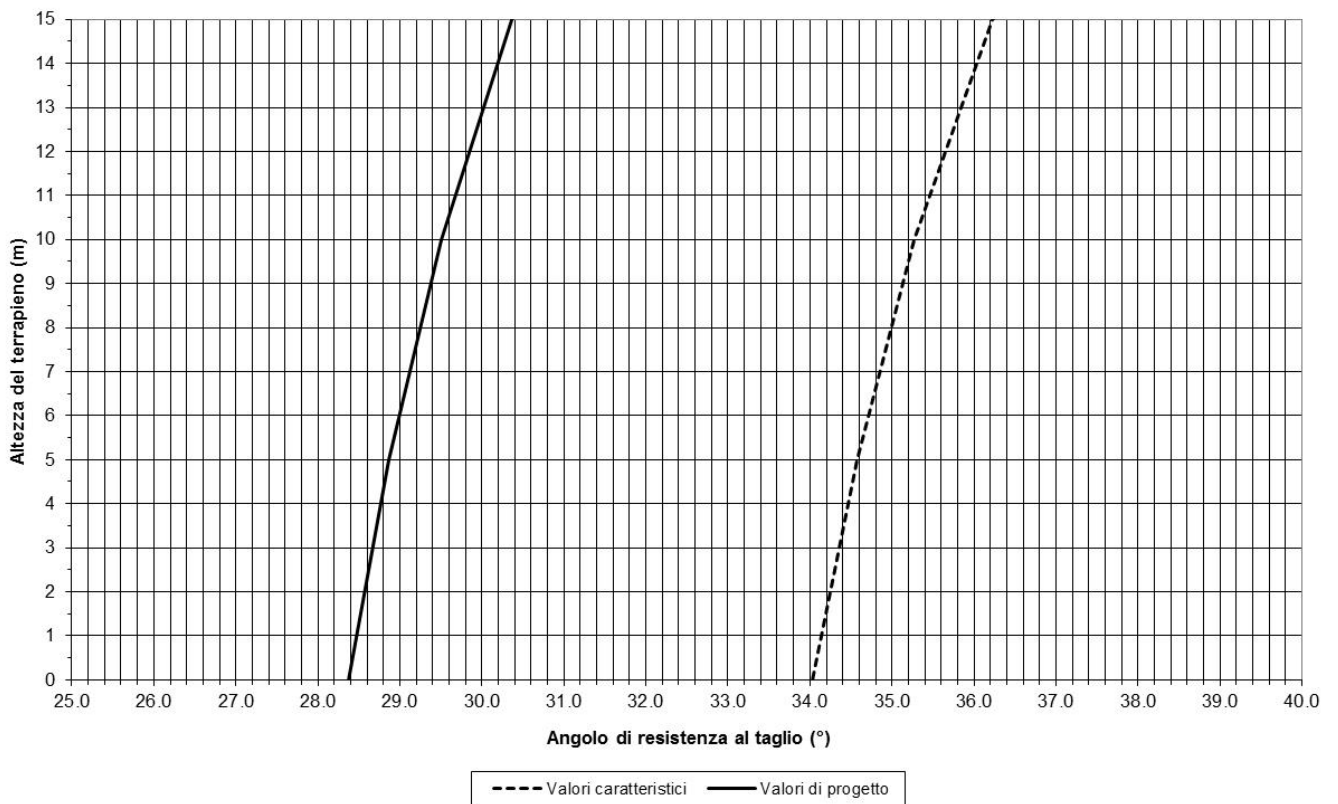


Abbildung 11. Werte des Reibungswinkel der Deponiematerialien in Funktion der Höhe der Aufschüttung (max. Höhe = 15 m).

Figura 11. Valori dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali del deposito in funzione dell'altezza del terrapieno (massima altezza = 15 m).

## 6 PLANUNGSKRITERIEN NACH GRENZZUSTÄNDEN

Für das geplante Bauwerk müssen die nachfolgenden Sicherheitsnachweise und (par. 6.2.3. der NTC2008):

- Nachweis des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GZT);
- Nachweis des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit (GZG).

Für jeden **Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)** muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$E_d \leq R_d$$

(Eq. 6.2.1 der NTC 2008)

wobei:

$E_d$  = Bemessungswert Einwirkungen oder der Auswirkung der Einwirkungen;

$R_d$  = Bemessungswert Widerstand.

Der Nachweis der Bedingung  $E_d \leq R_d$  muss durch den Gebrauch verschiedener Kombinationen von Teilsicherheitsbeiwertgruppen erfolgen, die für die Einwirkungen ( $A1$  e  $A2$ ), für die geotechnischen Kenngrößen ( $M1$  e  $M2$ ) und für die Widerstände ( $R1$ ,  $R2$  e  $R3$ ) definiert sind. Die zu verwendenden Beiwerte bei den jeweiligen Kombinationen werden in Funktion des jeweiligen Nachweises definiert (siehe folgenden Kapitel). Es wird unterstrichen, dass für die Bemessungswerte der Beanspruchungen  $E_d$  die Kräfte durch die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte auf den charakteristischen Werten der Einwirkungen bestimmt werden können oder, nachher, auf den Belastungen, die durch die charakteristischen Werte der Einwirkungen bestimmt werden (Kap. 6.2.3.1 der NTC 2008). Für jeden **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)** muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$E_d \leq C_d$$

(Eq. 6.2.7 der NTC 2008)

wobei:

$E_d$  = Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen;

$C_d$  = vorgeschriebener Grenzwert der Auswirkungen von Einwirkungen (vom Planer bestimmt).

Der Nachweis der Bedingung  $E_d \leq C_d$  muss unter der Anwendung der charakteristischen Werte der Einwirkungen und der geotechnischen Kenngrößen der Materialien erfolgen.

## 6 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Per l'opera in esame devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. delle NTC2008):

- verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

(Eq. 6.2.1 delle NTC 2008)

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $A1$  e  $A2$ ), per i parametri geotecnici ( $M1$  e  $M2$ ) e per le resistenze ( $R1$ ,  $R2$  e  $R3$ ). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$  tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 delle NTC 2008).

Per ogni **Stato Limite d'Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

(Eq. 6.2.7 delle NTC 2008)

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

$C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito dal Progettista).

La verifica della condizione  $E_d \leq C_d$  deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.



**6.1 SICHERHEITSNACHWEISE IM STATISCHEN BEREICH**

**6.1.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)**

Die Nachweise der Standsicherheit im statischen Bereich für Bauwerke aus Lockermaterial, wie Aufschüttungen und Dämme, müssen nach folgenden Ansatz erfolgen (Kap. 6.8.2 der NTC 2008).

**Ansatz 1:**

**Kombination 2 :**

unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 6 - Tabelle 8.

Der Gesamtstandsicherheitsnachweis gilt erfüllt, wenn:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

R, der Gesamtwiderstand des Systems (siehe Kap. C.6.8.6.2 der Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008) aufgrund der Bemessungswerte der Einwirkungen, der Projektparameter und der Projektgeometrie berechnet wird ( $R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$ ).

Die Gesamtstandsicherheit der Einheit Bauwerk-Baugrund muss unter den unterschiedlichen Bedingungen untersucht werden, die den verschiedenen Bauphasen und dem Endzustand des Bauwerks entsprechen.

**6.1 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO**

**6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)**

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati e terrapieni, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 delle NTC 2008).

**Approccio 1:**

**Combinazione 2 :**

$$A2 + M2 + R2$$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6 - Tabella 8.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

essendo R resistenza globale del sistema (vedasi Par. C.6.8.6.2 della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto ( $R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d \right]$ ).

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

CARICHI LASTEN	EFFETTO EINWIRKUNG	Coefficiente parziale Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti Ständige	Favorevole Günstig	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole Ungünstig		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup> Ständige, nicht statische <sup>(1)</sup>	Favorevole Günstig	$\gamma_{G2}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole Ungünstig		1.5	1.5	1.3
Variabili Veränderliche	Favorevole Günstig	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole Ungünstig		1.5	1.5	1.3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

<sup>(1)</sup> Im Falle, dass die ständigen nicht statischen Lasten (z. B. die getragenen ständigen Lasten) vollständig definiert sind, kann man dieselben Beiwerte anwenden, die für ständige Einwirkungen gelten

Tabelle 6: Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen (Tab. 6.2.1 der NTC 2008)

Tabella 6: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 6.2.1 delle NTC 2008)

<b>PARAMETRO KENNWERT</b>	<b>Coefficiente parziale Teilsicherheitsbeiwert</b>	<b>(M1)</b>	<b>(M2)</b>
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio Tangente des Reibungswinkels	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace effektive Kohäsion	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata Festigkeit des undrÄnierten Bodens	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unitÄ di volume Wichte	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tabelle 7: Teilsicherheitsbeiwerte der BÖden (M1 und M2) (Tab. 6.2.II der NTC 2008)

Tabella 7: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) (Tab. 6.2.II delle NTC 2008)

<b>Coefficiente parziale Teilsicherheitsbeiwert</b>	<b>(R2)</b>
$\gamma_R$	1.1

Tabelle 8: Teilsicherheitsbeiwert der WiderstÄnde (R2) fÖr den Gesamtstandsicherheitsnachweis (Tab. 6.8.I der NTC 2008)

Tabella 8: Coefficiente parziale sulle resistenze (R2) per le verifiche di stabilitÄ globale (Tab. 6.8.I delle NTC 2008)

### 6.1.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Es muss nachgewiesen werden unter Verwendung der charakteristischen Werte der Einwirkungen und der geotechnischen KenngrÖBen der Materialien (Kap. 6.5.3.2 der NTC 2008), dass die Verschiebungen des untersuchten Bauwerks und des umliegenden Bodens kompatibel mit der FunktionalitÄt des Bauwerks selbst und mit der Sicherheit von angrenzenden Strukturen sind.

Im Projekt mÖssen demnach die Bestimmungen bzgl. der kompatiblen Verschiebungen fÖr das Bauwerk und seiner erwarteten FunktionalitÄt vorgeschrieben sein. Es ist Aufgabe des Projektanten die Werte der Verschiebungen/ Rotationen festzulegen, die einem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks und der Strukturen entsprechen und mit den errechneten verglichen werden mÖssen.

Man muss dabei beachten dass die Nachweise des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit restriktiver ausfallen kÖnnen als jene des Grenzzustand der TragfÄhigkeit.

### 6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 delle NTC 2008), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalitÄ della struttura e con la sicurezza e la funzionalitÄ di manufatti adiacenti.

All'interno del progetto devono pertanto essere definite le prescrizioni riguardanti gli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese. SarÄ a carico del Progettista definire valori di spostamenti/rotazioni corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio delle opere e strutture da confrontarsi con quelli calcolati.

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare piÖ restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

## 6.2 SICHERHEITSNACHWEISE IM SEISMISCHEN BEREICH

### 6.2.1 Bezugsgrenzzustände für Nachweise bei Erdbebeneinwirkung

Die NTC 2008 definieren verschiedene Grenzzustände (sei es der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragfähigkeit) je nach Wichtigkeit des Bauwerks (Definition der Gebrauchsklasse) und dann in Funktion des Schadens, der Folge eines gewissen Grenzzustands ist.

Im Besonderen werden folgende Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit definiert (laut Kap. 3.2.1 der NTC 2008):

- **Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)**
  - Grenzzustand der unmittelbaren Arbeitsfähigkeit **SLO** für das Bauwerk und die Maschinen, die nach einem Erdbeben arbeitsfähig bleiben müssen. Dieser Grenzzustand wird nicht auf das vorliegende Bauwerk angewandt.
  - Grenzzustand des Schadens **SLD**, als jener Grenzzustand definiert, der eine grundlegende Vollständigkeit des Bauwerks und seines unmittelbaren Gebrauchs garantiert.
- **Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT):**
  - Grenzzustand der Wahrung des menschlichen Lebens, **SLV**, definiert als jener Grenzzustand, bei dem das Bauwerk einen bedeutenden Verlust der Starrheit in Bezug auf horizontale Lasten, aber nicht auf vertikale Lasten erfährt. Es besteht ein Sicherheitsspielraum für den Kollaps aufgrund von horizontalen Erdbebeneinwirkungen.
  - Grenzzustand der Vorbeugung des Kollaps, **SLC**, Grenzzustand bei dem das Bauwerk schwere statische Schäden erfährt, aber trotzdem ein Sicherheitsspielraum für vertikale Einwirkungen und einen geringen Sicherheitsspielraum für horizontale Lasten beibehält.

Die Tabelle 9 gibt in Funktion der Gebrauchsklasse des Bauwerks den zu berücksichtigenden Grenzzustand in Funktion des geeigneten Sicherheitsnachweises für das Bauwerk an (Tabelle C7.1.I der Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617).

Mit Bezug zum geplanten Bauwerk und unter Berücksichtigung des Punktes C7.1 der Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617, müssen die geotechnischen

## 6.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO

### 6.2.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Le NTC 2008 stabiliscono differenti Stati Limite (sia d'Esercizio che Ultimi) in funzione, in primo luogo, dell'importanza dell'opera mediante l'identificazione della Classe d'Uso e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite.

In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di Esercizio e Ultimi, come riportato al par. 3.2.1 delle NTC 2008:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE):**
  - Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
  - Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.
- **Stati Limite Ultimi (SLU):**
  - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
  - Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La Tabella 9 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.1.I della Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617).

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 della Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617, le verifiche geotecniche in presenza di un evento

Nachweise im Falle von Erdbeben folgende Grenzzustände nachweisen:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit: **SLV** - Grenzzustand der Wahrung des Lebens (dem eine Übertretungswahrscheinlichkeit von  $P_{vr} = 10\%$  während eines Zeitraums von  $V_r$  entspricht);
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: **SLD** - Grenzzustand des Schadens (dem eine Übertretungswahrscheinlichkeit von  $P_{vr} = 63\%$  während eines Zeitraums von  $V_r$  entspricht):

Die obengenannten Wahrscheinlichkeiten wurden für den Bezugszeitraum  $V_r$  für die Erdbebeneinwirkung bewertet und erlauben es, für jeden Grenzzustand die Wiederkehrzeit des entsprechenden Bemessungserdbebens zu bestimmen.

sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_r$ );
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_r$ ).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_r$  per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

Stato Limite Grenzzustand	Prestazione da verificare Nachzuweisende Leistungen	Classe d'uso Gebrauchsklasse			
		I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali Eindämmung von Schäden an nicht statischen Elementen			X	X
	Funzionalità degli impianti Funktionalität der Anlagen			X	X
SLD	Resistenza degli elementi strutturali Widerstand der statischen Elemente			X	X
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali Eindämmung von Schäden an nicht statischen Elementen	X	X		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno Eindämmung der Verformungen des Systems Baugrund- Boden	X	X	X	X
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno Eindämmung der ständigen Verschiebungen der Stützmauern	X	X	X	X
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue Abwesenheit von Schwingungswirkungen zwischen angrenzenden Bauwerken	X	X	X	X
	Resistenza delle strutture Widerstand der Bauwerke	X	X	X	X
	Duttilità delle strutture Flexibilität der Bauwerke	X	X	X	X
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali Fehlen des fragilen Kollaps und Auswurf von nicht statischen Elementen	X	X	X	X
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti Widerstand der Stützen und Verbindungen der Anlagen	X	X	X	X
	Stabilità del sito Standicherheit des Ortes	X	X	X	X
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati Standicherheit der Aushubfronten und der Aufschüttungen	X	X	X	X
	Resistenza del sistema terreno-fondazione Widerstand des Systems Baugrund-Gründung	X	X	X	X
	Stabilità del muro di sostegno Standicherheit der Stützmauern	X	X	X	X
	Stabilità delle paratie Standicherheit der Baugrubenwände	X	X	X	X
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi Widerstand und Kontrastsysteme und der Verankerungen	X	X	X	X
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate Widerstand der Geräte temporäre Bindung zwischen isolierten Bauwerken	X	X	X	X
	Capacità di spostamento degli isolatori Fähigkeit zur Verschiebung der Isolatoren	X	X	X	X

Tabelle 9: Sicherheitsnachweise in Funktion der Gebrauchsklasse  
(Tab. C7.1.1 der Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617).

Tabella 9: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab.  
C7.1.1 della Circolare del 2 febbraio 2009, n. 617).

### 6.2.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Bei allen Nachweisen muss der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung aufgrund der Grenzzustände des nachzuweisenden Bauwerks ermittelt werden (siehe Tabelle 9). Für das vorliegende Bauwerk, wie im Kap. 6.2.1 definiert, werden die Nachweise des Grenzzustands der Tragfähigkeit mit Bezug zum Grenzzustand der Wahrung des Lebens (**SLV**) durchgeführt.

Die Sicherheitsweise der Tragfähigkeit müssen im seismischen Bereich mindestens denen entsprechen, die im statischen Bereich erfolgen. Im Besonderen muss die Gesamtstandsicherheit unter seismischen Bedingungen von Bauwerken aus Lockermaterial nach dem *Ansatz 1 - Kombination 2* durchgeführt werden

$$A2 + M2 + R2$$

unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte aus Tabelle 7 und Tabelle 8 und mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Einwirkungen gleich 1 (siehe Kap.7.11.1 der NTC 2008).

Die Standsicherheitsbedingungen des Damms bzw. der Aufschüttung müssen darauf nachgewiesen werden, dass vor, während und nach einem Erdbeben die Widerstände des Systems größer sind als die Einwirkungen. D. h. die ständigen Verschiebungen durch das Erdbeben dürfen nicht so groß sein, dass sie die Sicherheit oder die Funktionstüchtigkeit der Bauwerke oder der Infrastrukturen beeinträchtigen.

Wie im Kap. 7.11.6.3.11 der NTC 2008 angegeben, können die Nachweise durch quasi-statische Methoden, Methoden der Verschiebungen und der dynamischen Analyse durchgeführt werden.

### 6.2.3 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Es muss nachgewiesen werden unter Verwendung der charakteristischen Werte der Einwirkungen und der geotechnischen Kenngrößen der Materialien, dass die vom Erdbeben verursachten ständigen Verschiebungen den Widerstand der Gründungen nicht grundlegend verändern und mit der Funktionstüchtigkeit des Bauwerks kompatibel sind (Tabelle 9). Für das vorliegende Bauwerk, wie im Kap. 6.2.1 definiert, werden die Nachweise des Grenzzustands der Gebrauchstauglichkeit mit Bezug zum Grenzzustand der Schadens(**SLD**) durchgeführt.

### 6.2.2 Stati limite ultimi (SLU)

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Tabella 9). Per l'opera in oggetto, come definito al paragrafo 6.2.1, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In particolare la stabilità globale in condizioni sismiche dei opere in materiali sciolti, quali rilevati, deve essere svolta secondo l'*Approccio 1 - Combinazione 2*:

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati Tabella 7 e Tabella 8 e ponendo i coefficienti parziali sulle azioni tutti pari ad uno (vedasi Par.7.11.1 delle NTC 2008).

Le condizioni di stabilità del rilevato-terrapieno devono essere verificate affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Come riportato al Par. 7.11.6.3.11 delle NTC 2008, le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudo statici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

### 6.2.3 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera. L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Tabella 9). Per l'opera in oggetto, come definito al paragrafo 6.2.1, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (**SLD**).

### 6.3 BEMESSUNGSWERTE DER BEANSPRUCHUNG

Auf den Materialdeponien wirken folgenden Lasten:

- Eigengewicht
- Sickerungskräfte: dank eines ausreichenden Entwässerungssystems des Deponiekörpers können diese Kräfte vernachlässigt werden.
- Lasten durch den Verkehr: auf der Materialdeponie befindet sich eine Forststraße.
- Beanspruchungen im Falle von Erdbeben: die Studie zum Erdbebenrisiko und die aktuelle Gesetzgebung sehen für den untersuchten Bereich eine Höchstbeschleunigung zwischen 0.025 e 0.050 g vor [1]-[2]. Die Standsicherheitsnachweise wurden mit dem Vorsichtswert von  $a_{max} = 0,050$  g durchgeführt.

### 6.3 AZIONI DI PROGETTO

Sui depositi agiscono i seguenti carichi:

- Peso proprio
- Forze di filtrazione: grazie ad un drenaggio sufficiente del corpo di deposito tali forze possono essere trascurate.
- Carichi dovuti al traffico: sul deposito si trova una strada campestre
- Sollecitazioni in caso di terremoto: lo studio di rischio sismico e l'attuale normativa indicano per il sito in oggetto un'accelerazione massima compresa fra tra 0.025 e 0.050 g [1]-[2]. Le verifiche di stabilità sono state eseguite con  $a_{max} = 0,050$  g, trattandosi del caso più conservativo.

## 7 NACHWEIS DER GRENZZUSTÄNDE DER TRAGFÄHIGKEIT UND GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT

### 7.1 ANALYSE DES SPANNUNGSZUSTANDES

Die Analyse des Spannungszustandes wurde mit Hilfe des zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungsprogramms Phase2 [42] durchgeführt, um die Setzungen durch das Deponiematerial und die Standsicherheit der Deponie zu ermitteln.

Die Vorteile einer FEM Analyse im Vergleich zum Grenzgleichgewicht liegen vorwiegend in:

- 1) Es ist nicht notwendig eine Bruchfläche anzugeben.
- 2) Man kann der Analyse sei es das elastische als auch das plastische Verhalten einfügen.

Bei den Modellen wurde angenommen, dass sich der Felsuntergrund in 100 m ab GOK befindet.

Der Boden und das Deponiematerial wurden als Kontinuum modelliert mit idealem elasto-plastischen Materialmodell und unter Berücksichtigung des Mohr-Coulomb Bruchkriteriums. Im Besonderen wurden die elastischen Eigenschaften (Verformungsmodul und Poissonzahl), elasto-plastischen ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\psi$ ) und physikalischen (Dichte) Eigenschaften zugewiesen.

Für den Baugrund wurde unter den 25 m ab GOK eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls angenommen, indem der Boden in 10 m dicke Schichten unterteilt wurde und der jeweilige Mittelwert laut den Angaben aus dem Kapitel 5.4.4 berücksichtigt wurde.

Für den Standsicherheitsnachweis wurde die SSR Methode (shear strength reduction) [42] angewandt, die darin besteht, automatisch die Scherparameter (SSR) der Materialien zu verringern.

Der kritische Reduktionsfaktor, bei dem die numerische Konvergenz aufhört, entspricht dann dem Sicherheitsfaktor. Für diesen Wert, bei dem die Stresszustände nicht gleichzeitig das Bruchkriterium und die Gesamtstandsicherheit erfüllen, erfolgt der Grundbruch des Hanges. Die durchgeführten Analysen erfolgten mittels 1000 Wiederholung mit einem Toleranzwert von 0.001.

Um die kritischen Bedingungen zu analysieren, wurden folgende Projektschnitte untersucht:

- Schnitt 6: Maximale Höhe der Deponie in der Baustellenphase und Endphase; zur Bewertung der Setzungen an den Gründungen der beiden

## 7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

### 7.1 ANALISI SFORZI-DEFORMAZIONI

L'analisi sforzi-deformazioni è stata eseguita mediante il programma di calcolo bidimensionale agli elementi finiti Phase2 [42] al fine di indagare i cedimenti indotti dalla presenza del deposito e verificare la stabilità del deposito.

I vantaggi nell'impiegare l'analisi FEM rispetto ai modelli all'equilibrio limite consistono principalmente nel fatto che:

- 1) non è necessario specificare alcuna superficie di rottura;
- 2) si possono includere nell'analisi sia il comportamento elastico che quello plastico.

Nei modelli è stata considerata una quota del substrato roccioso pari a 100 metri dal piano campagna.

Il terreno e il materiale di deposito sono stati modellati come mezzi continui con legame costitutivo di tipo elasto-plastico ideale adottando il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. In particolare sono state assegnate le caratteristiche elastiche (modulo di deformazione e coefficiente di Poisson), elasto-plastiche ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $\psi$ ) e fisiche (densità).

Per il terreno di fondazione oltre i 25 metri dal piano campagna è stato considerato l'aumento del modulo elastico, suddividendo il terreno secondo strati di 10 metri considerando il relativo valore medio secondo le indicazioni contenute nel Capitolo 5.4.4.

Per la valutazione della stabilità del versante si è adottato il metodo SSR (shear strength reduction) [42] che consiste nella riduzione automatica delle resistenze al taglio (SSR) dei materiali.

Il fattore di riduzione critico in corrispondenza del quale inizia ad aver luogo la non convergenza numerica viene considerato pari al fattore di sicurezza. Per questo valore, per il quale gli stati di stress non soddisfano contemporaneamente il criterio di rottura e l'equilibrio globale, avverrà, quindi, la rottura del versante. Nelle analisi svolte sono state utilizzate 10000 iterazioni, con un valore di tolleranza pari a 0.001.

Per verificare le condizioni maggiormente critiche sono state analizzate le seguenti sezioni di studio:

- sezione 6: sezione con configurazione con altezza massima in fase di cantiere e stato finale per la valutazione dei cedimenti in corrispondenza delle



Hochspannungsmasten, der Eisenbahn und der Autobahn (Anhang 4);

- Schnitt 19: Längsschnitt in der Nähe der Gebäude (Anhang 5).

fondazioni dei tralicci delle due linee ad alta tensione, della linea ferroviaria e dell'autostrada (Appendice 4);

- sezione 19: sezione longitudinale in prossimità dei fabbricati (Appendice 5);

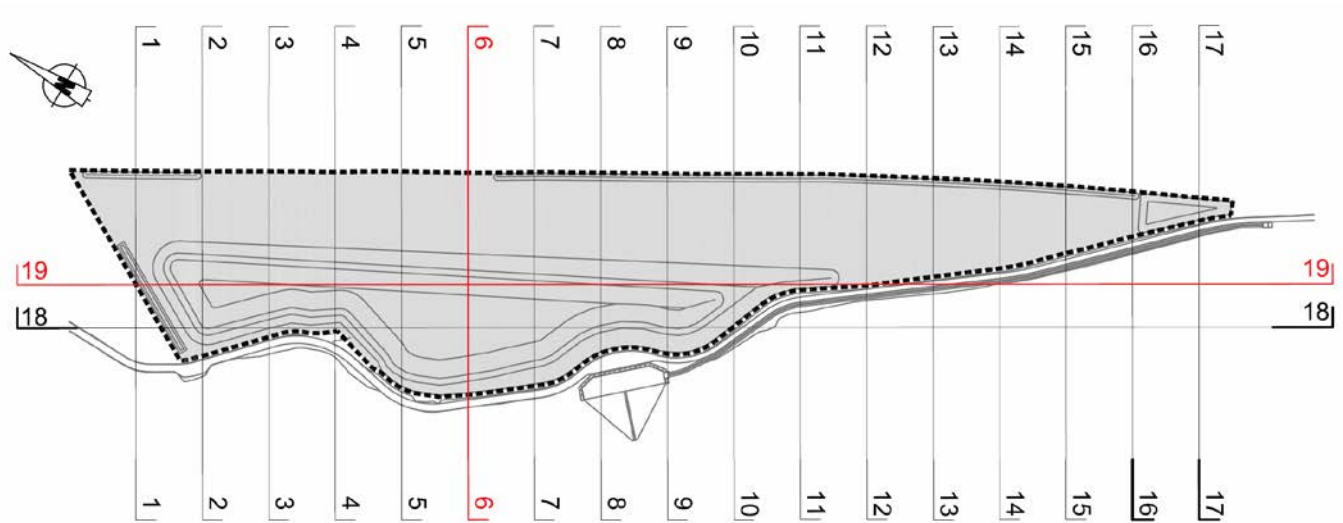


Abbildung 12. Schematischer Lageplan mit Angabe der untersuchten Schnitte (rot) für die Analyse der Spannungszustände

Figura 12. Planimetria schematica con indicazione delle sezioni di studio (in rosso) per l'analisi sforzi-deformazioni

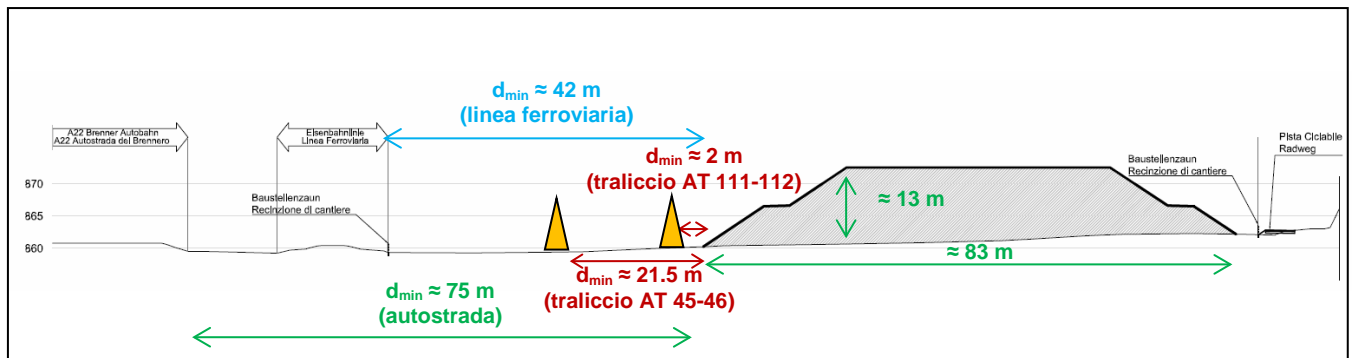


Abbildung 13: Untersucher Schnitt 6 (Anhang 4)

Figura 13. Sezione di studio 6 (Appendice 4)

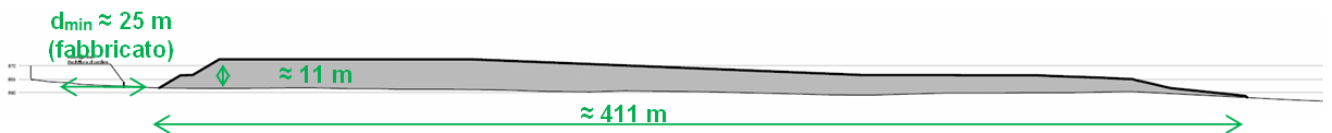


Abbildung 14: Untersucher Schnitt 19 (Anhang 5)

Figura 14. Sezione di studio 19 (Appendice 5)

### 7.1.1 Ergebnisse des untersuchten Schnitts 6

Dieser Schnitt (Abb. 13) wurde untersucht, um die maximale Ausbreitung der Setzungen zu ermitteln, die maximale erwartete Setzung unter dem Deponiematerial und in der Nähe der Hochspannungsmasten, der Eisenbahn und der Materialdeponie und um die Gesamtstandsicherheit zu bewerten.

Mit Verweis auf den Anhang 4, der im Detail die Input-Daten und Ergebnisse wiedergibt, erstreckt sich das maximale von vertikalen Setzungen betroffene Gebiet auf ca. 55 m an die Talseite mit einer maximalen Setzung unterhalb der maximalen Höhe der Materialablagerung von ca. 200 mm, die sich dann in ca. 100 m Tiefe annulliert.

Die Setzungen an den Hochspannungsmasten 111/112, angesichts der geringen Entfernung zur Materialdeponie (ca. 2 m) entsprechen ca. 40 mm, während für die Hochspannungsmasten 45/46 10 mm berechnet wurden (Abb. 15 - Abb. 16). Was die Hochspannungsmasten 113 und 47 betrifft, so dürften die Setzungen aufgrund ihrer minimalen Distanz von ca. 60 m vom Fuße der Materialdeponie fast null sein.

Was die Eisenbahnlinie und die Autobahn betrifft, so erhält man fast Nullwerte bei den Setzungen (Abb. 17).

Laut der Klassifizierung von Rankin (1988) [56] gibt es 4 Risikokategorien, bei denen zwei einen ästhetischen Schaden (Klassen 1 und 2), eine einen funktionellen Schaden (Klasse 3) und eine einen statischen Schaden (Klasse 4) beschreiben. Diese Kategorien sind in der nachfolgenden Tabelle beschrieben:

### 7.1.1 Risultati sezione di studio 6

Questa sezione (Figura 13) è stata considerata per valutare il bacino massimo dei cedimenti, il cedimento massimo atteso al di sotto del deposito e in prossimità dei tralicci, della linea ferroviaria e del deposito e verificare le condizioni di stabilità globali del deposito.

Rimandando all'Appendice 4 per il dettaglio dei dati di input e dei risultati, il bacino massimo dei cedimenti verticali si estende per circa 55 m sul lato verso valle con cedimento massimo in corrispondenza dell'altezza massima del deposito con valore di circa 200 mm che si esauriscono a circa 100 m di profondità.

Il valore dei cedimenti in corrispondenza dei tralicci 111/112, vista la ridotta vicinanza con il deposito (circa 2 m), è pari a circa 40 mm mentre i cedimenti per i tralicci 45/46 sono dell'ordine dei 10 mm (Figura 15 - Figura 16). Per quanto riguarda i tralicci numero 113 e 47, vista la distanza minima di circa 60 metri dal piede del deposito, si prevedono cedimenti pressoché nulli.

Per quanto la linea ferroviaria e dell'autostrada i cedimenti risultano pressoché nulli (Figura 17).

Secondo la classificazione proposta da Rankin (1988) [56] Tale classificazione prevede 4 categorie di rischio, di cui due legate al danno estetico (classi 1 e 2) una al danno funzionale (classe 3) e una al danno strutturale (classe 4). Tali categorie sono descritte nella tabella seguente.

Categoria di rischio Risikokategorie	Tipo di danno Schadensart	Descrizione del danno Beschreibung des Schadens	$\beta_{max}$	$S_{max}$ [mm]
<b>1 (estetico) (ästhetisch)</b>	Irrilevante (non visibile) unerheblich (nicht sichtbar)	Probabilità molto bassa di danni superficiali Sehr geringe Wahrscheinlichkeit von oberflächlichen Schäden	< 1/500	< 10
<b>2 (estetico) (ästhetisch)</b>	Leggero leicht	Probabilità di danni superficiali senza conseguenze strutturali Vorhandensein oberflächlicher Schäden ohne statischer Auswirkungen	1/500 - 1/200	10 - 50
<b>3 (funzionale) (funktionell)</b>	Medio mittel	Presenza di danni superficiali e probabilità di danni strutturali Vorhandensein oberflächlicher Schäden und Wahrscheinlichkeit statischer Schäden	1/200 - 1/50	50 - 75
<b>4 (strutturale) (statisch)</b>	Elevato hoch	Presenza di danni strutturali Vorhandensein von statischen Schäden	> 1/50	> 75

Tabelle 10: Klassifizierung nach Rankin

Tabella 10: Classificazione di Rankin

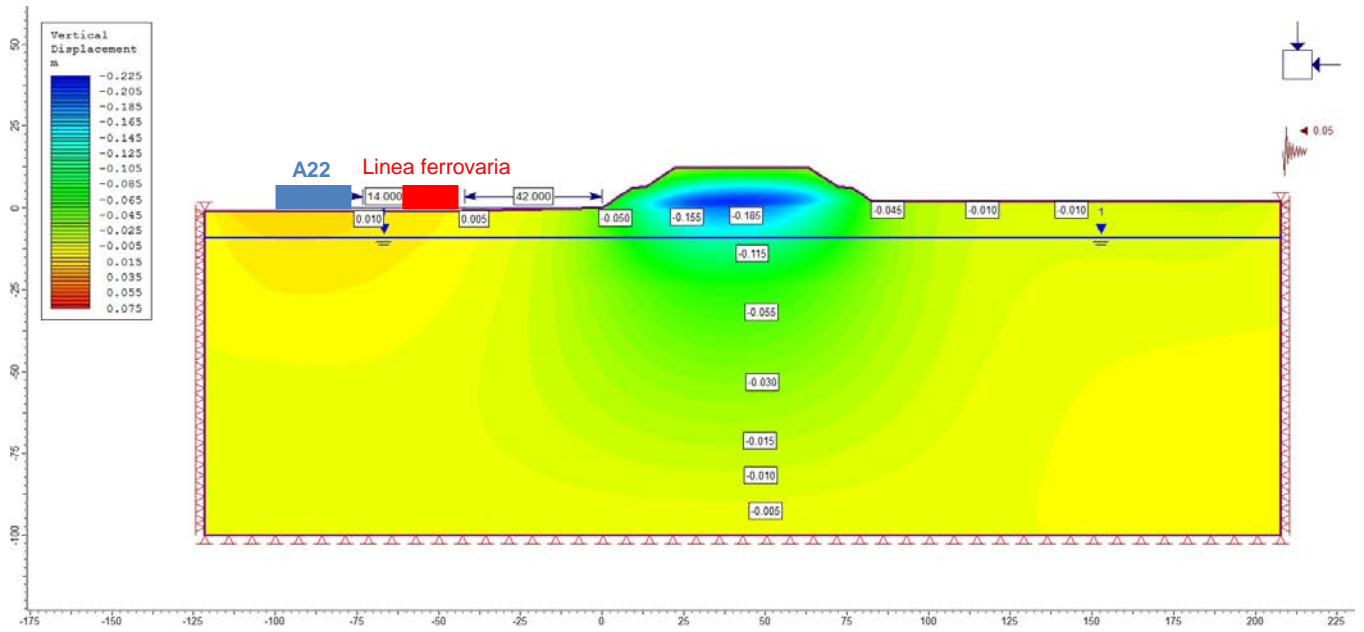
Schließlich, der Klassifikation von Rankin zufolge, fallen die Hochspannungsmasten 111-112 in die Kategorie 2, während die Hochspannungsmasten 45-46, die Eisenbahn und die Autobahn A22 in die Kategorie 1 fallen.

Pertanto per quanto riguarda la categoria di rischio secondo la classificazione di Rankin, i tralicci AT numero 111-112 ricadono nella categoria 2 mentre i tralicci AT 45-46, la linea ferroviaria e l'autostrada A22 ricadono nella categoria 1.

Traliccio AT 45/46 HS Mast 45/46	Traliccio AT 111/112 HS Mast 111/112	Linea ferroviaria Eisenbahnlinie	A22
$S_{max} = 8 \text{ mm (cedimento)}$ $\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(4 - 1)\text{mm}}{4000 \text{ mm}} < \frac{1}{500}$	$S_{max} = 41 \text{ mm (cedimento)}$ $\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(41 - 28)\text{mm}}{4000 \text{ mm}} = \frac{1}{307}$	$S_{max} = 8 \text{ mm (sollevamento)}$ $\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(8 - 3)\text{mm}}{3150 \text{ mm}} < \frac{1}{500}$	$S_{max} = 13 \text{ mm (sollevamento)}$ $\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(13 - 10)\text{mm}}{25000 \text{ mm}} \ll \frac{1}{500}$

Für die Gesamtstandsicherheit beträgt der minimale Sicherheitsfaktor im Falle eines Erdbebens 1.25 (Abb. 18).

Per la stabilità globale, il fattore di sicurezza minimo in presenza del sisma, è pari a 1.25 (Figura 18).



Vertical Displacement

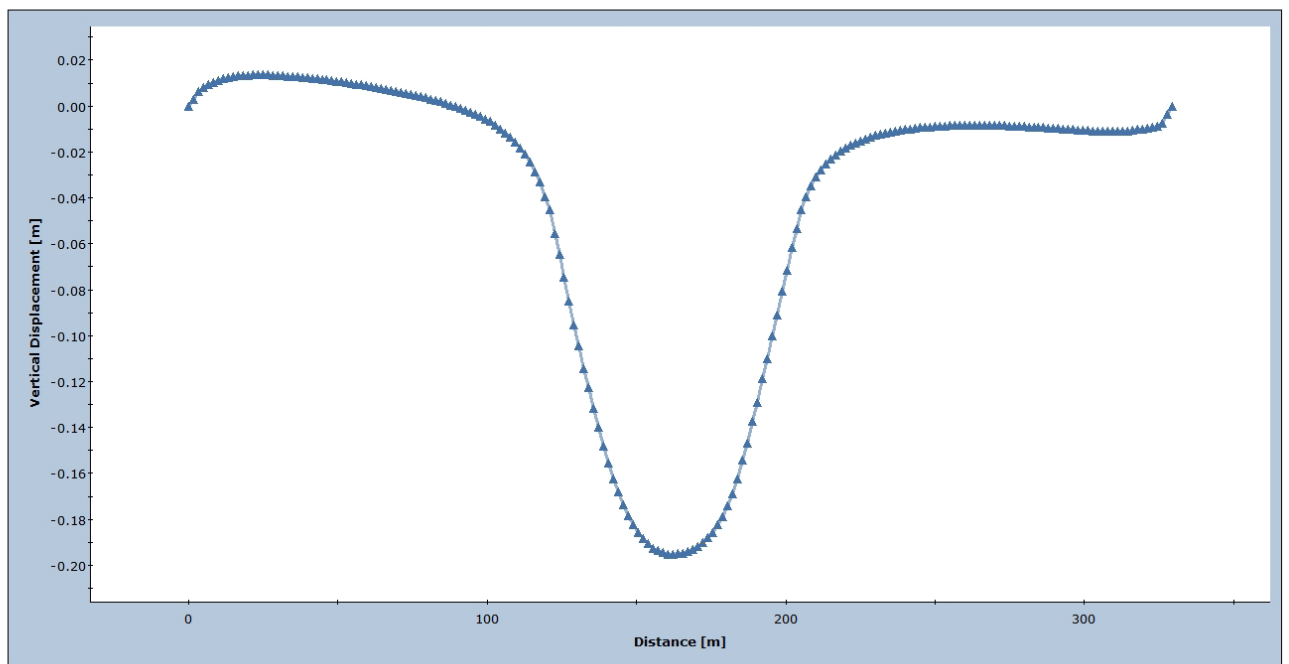


Abbildung 15. Bewertung des Einzugsgebietes der Setzungen für den Schnitt 6

Figura 15. Valutazione del bacino di subsidenza per la sezione 6

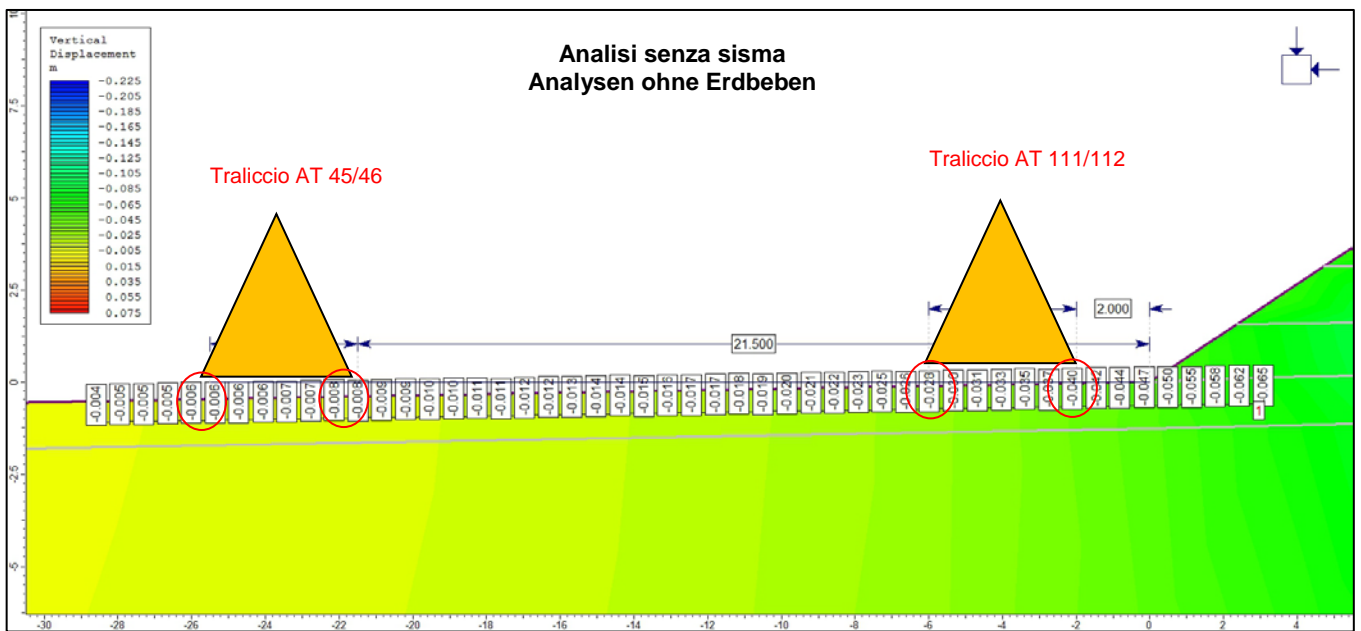
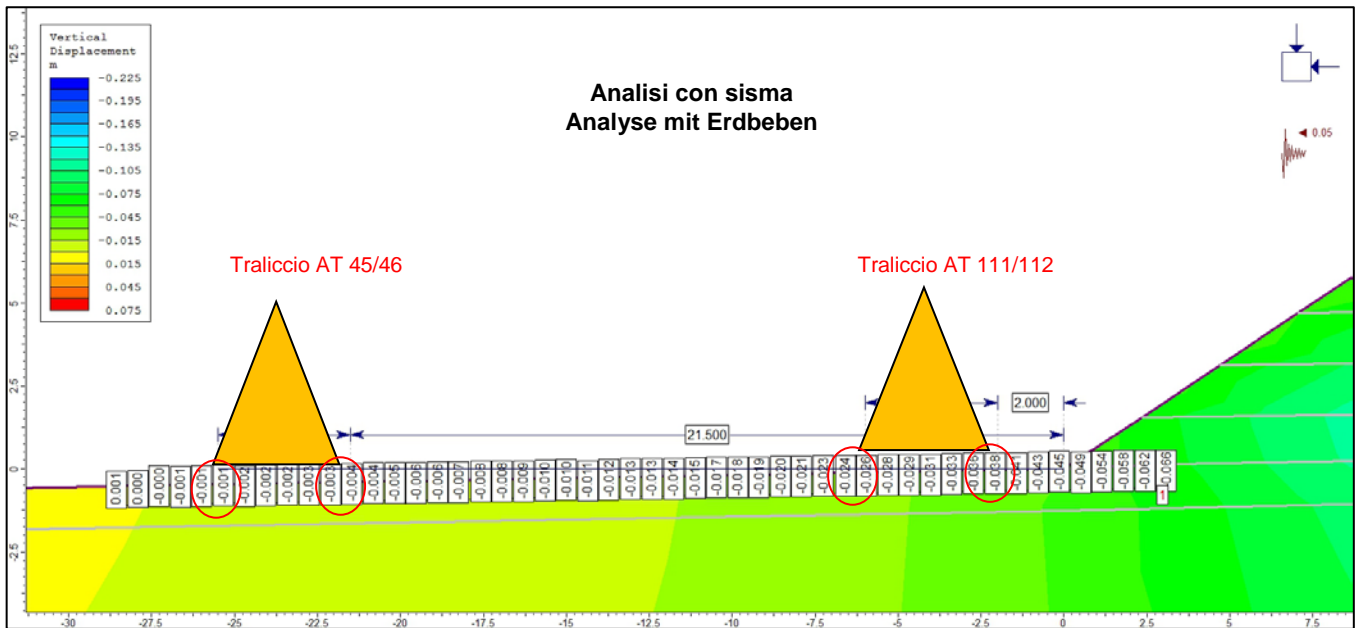


Abbildung 16. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 6 (Masten)

Figura 16. Valutazione dei cedimenti per la sezione 6 (tralicci)

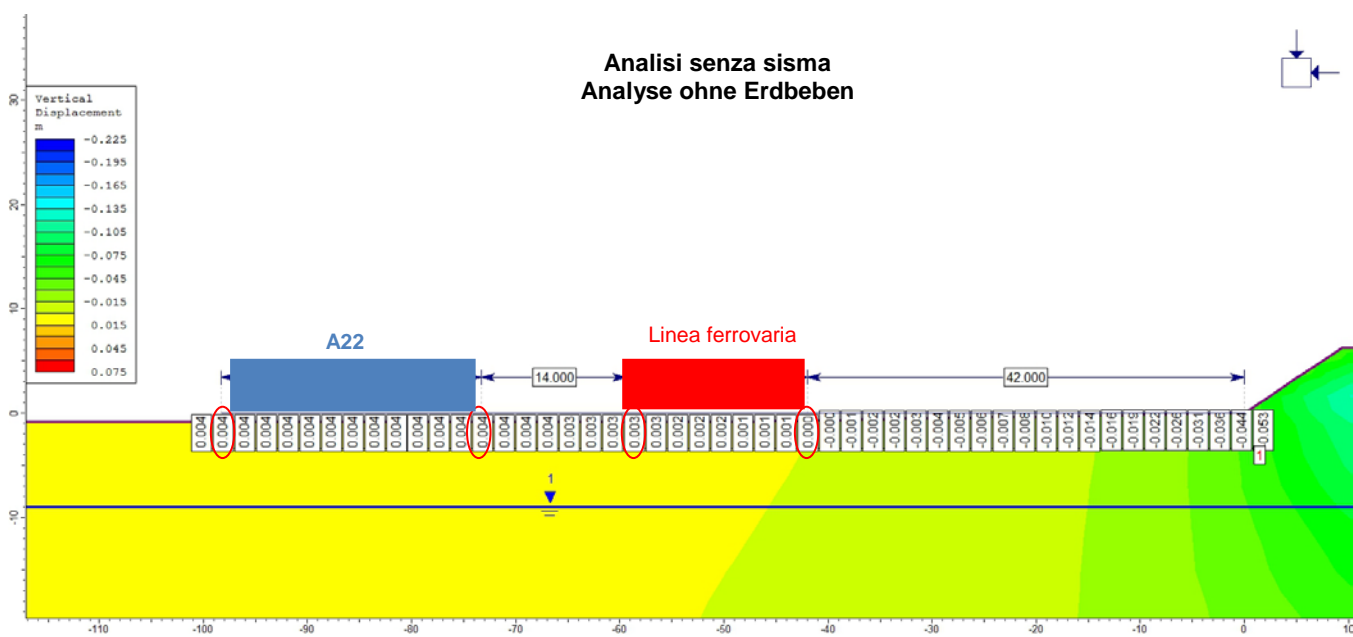
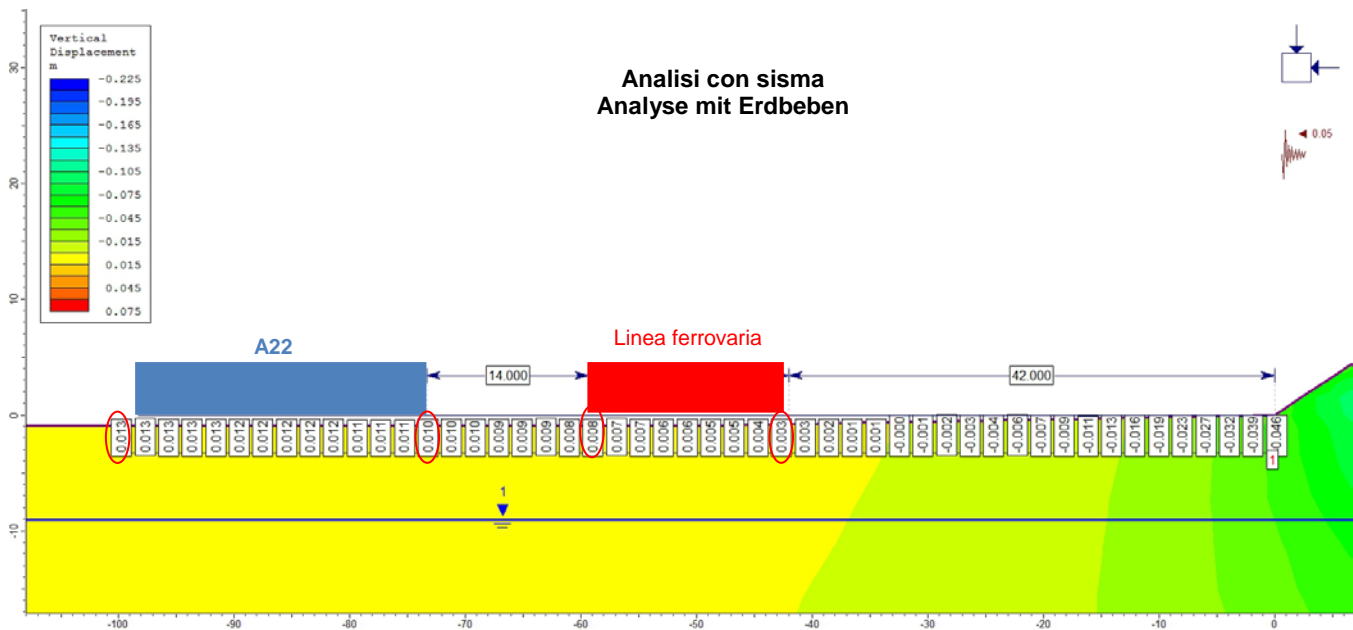


Abbildung 17. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 6 (Eisenbahnlinie und Autobahn)

Figura 17. Valutazione dei cedimenti per la sezione 6 (linea ferroviaria e autostrada)

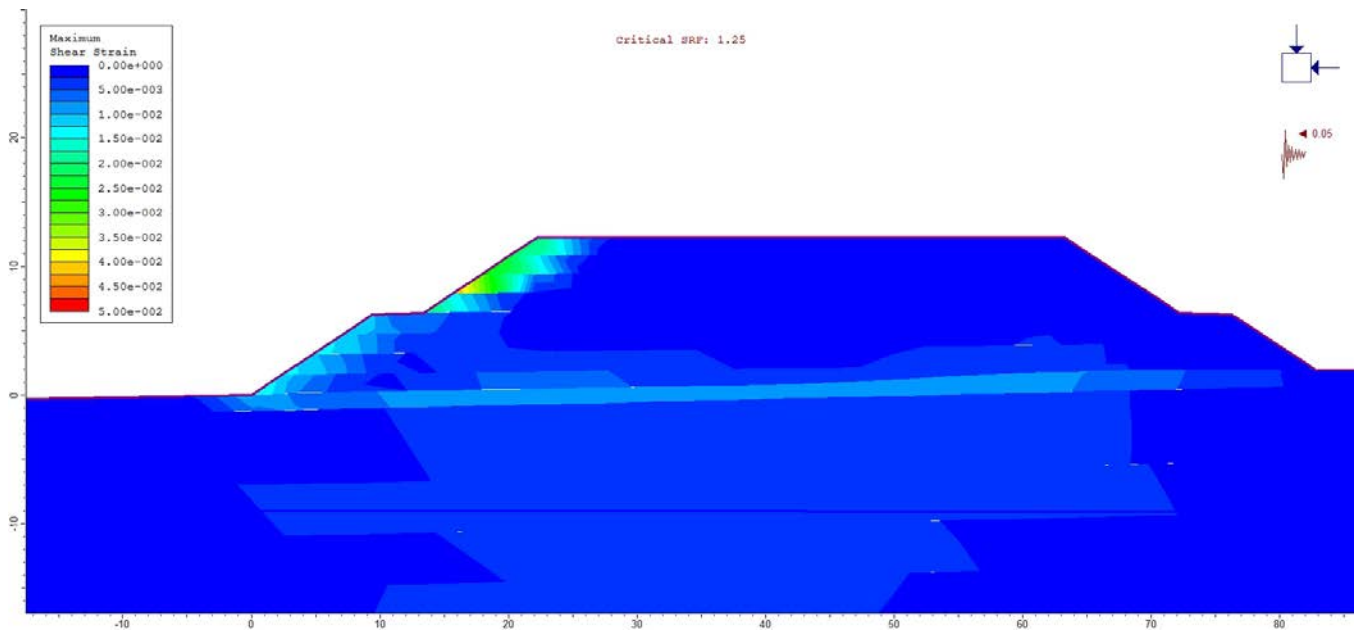


Abbildung 18. Bewertung der Gesamtstandsicherheit für den Schnitt 6

Figura 18. Valutazione della stabilità globale per la sezione 6

### 7.1.2 Ergebnisse des untersuchten Schnitts 19

Dieser Schnitt (Abb. 14) wurde berücksichtigt, um die Setzungen an den umliegenden Gebäuden festzustellen.

Mit Verweis auf den Anhang 5, der im Detail die Input-Daten und Ergebnisse wiedergibt, hebt man hervor, dass keine besonderen Probleme erwartet werden und dass die Risikokategorie nach Rankin (1988) [56] 1 ist.

### 7.1.2 Risultati sezione di studio 19

Questa sezione (Figura 14) è stata considerata per valutare il cedimento in corrispondenza dei fabbricati limitrofi.

Rimandando all'Appendice 5 per il dettaglio dei dati di input e dei risultati, si evidenzia che non si attendono particolari criticità e la categoria di rischio secondo Rankin (1988) [56] è di tipo 1.

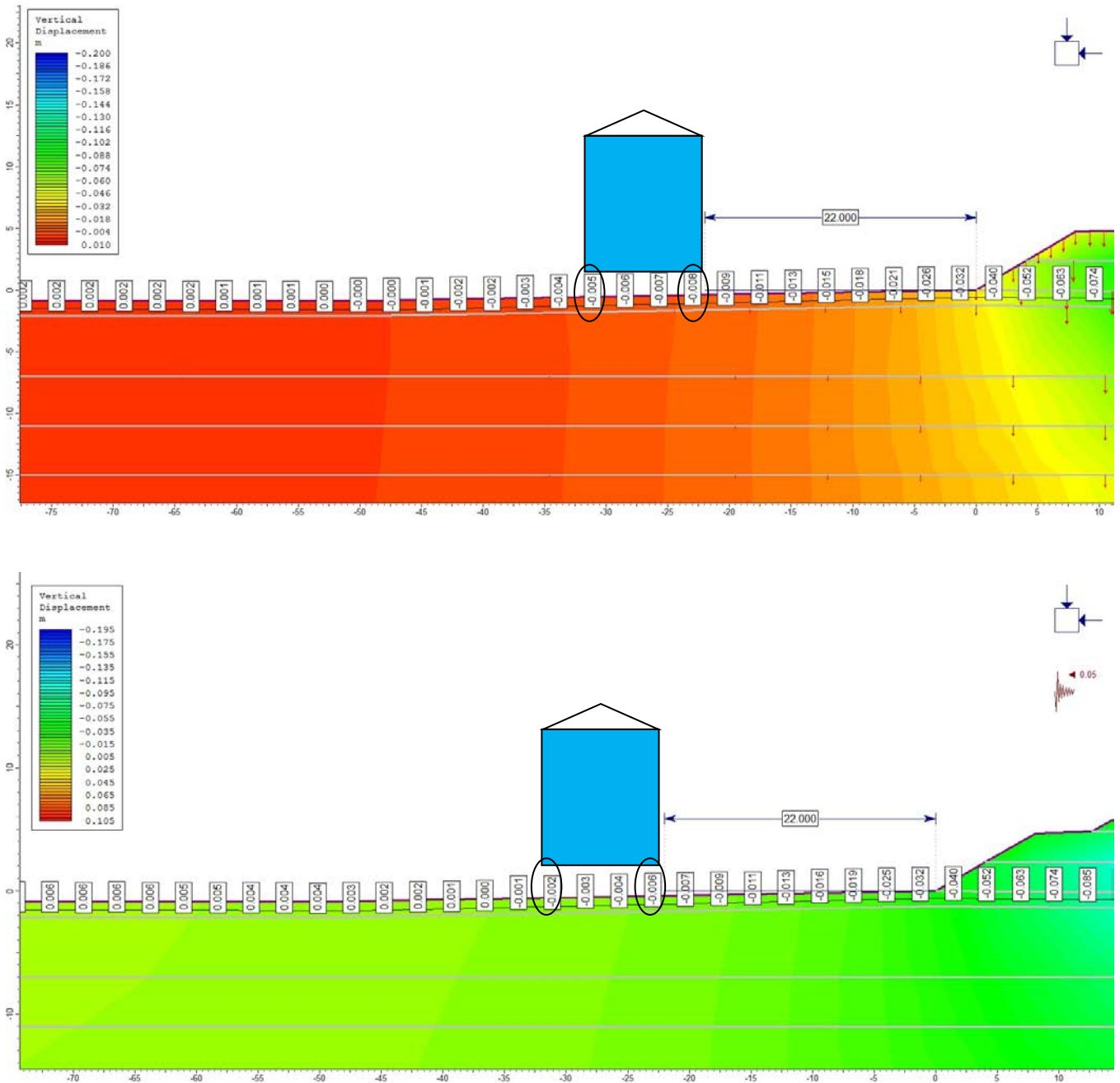


Abbildung 19. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 19

Figura 19. Valutazione dei cedimenti per la sezione 19



## 8 BEWEISSICHERUNGSPLAN

### 8.1 ALLGEMEINE KRITERIEN

Die Deponie Genauen 2 befindet sich auf der rechten Seite des Talbodens, im Süden der Ortschaft Mauts. Das von der Materialdeponie betroffene Gebiet ist von rechteckiger Form und misst 415m mal 85 m und liegt in Nordwest-Südost-Richtung.

Im Osten ist es durch die Eisenbahn, im Westen durch den übergemeindlichen Fahrradweg Brixen-Brenner begrenzt. Im Norden befinden sich die Gebäude des Hofes Untergenauen. Zwei Hochspannungsleitungen mit 132 kV befinden sich in unmittelbarer Nähe der Materialdeponie an dessen Längsseite. Die Oberfläche der Materialdeponie beträgt ca. 22.500 m<sup>2</sup> mit einer maximalen Höhe von 14 m, was einem Gesamtvolumen von ca. 158.500 m<sup>3</sup> entspricht. Auf der zeitweiligen Materialdeponie wird Ausbruchmaterial der Klasse A gelagert (Material hoher Qualität, geeignet für Zuschlagstoffe).

Die drei im Areal der Materialdeponie durchgeführten Erkundungsbohrungen wurden in eine Tiefe von bis zu 15 m abgeteuft. Es fanden sich grobkörnige Böden, bestehend vorwiegend aus Kiesen und Sanden mit Verdichtungsgrad zwischen mittel bis dicht (Lagerungsdichte zwischen 55 und 75%). Daher werden die Setzungen im Baugrund unter dränierten Bedingungen stattfinden und werden sich im Laufe der Aufschüttung der Deponie verändern.

Im vorhergehenden Kapitel 7 wurden die Nachweise der Deponie mit seinen größten Ausmaßen durchgeführt, d. h. unter Berücksichtigung der maximalen Höhe, sei es für den Grenzzustand der Tragfähigkeit, um die Standsicherheit des Bauwerks zu überprüfen, als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, um den Wert der in den umliegenden Bereichen induzierten Setzungen zu bestimmen, mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahn, der Hochspannungsleitungen und der vorhandenen Gebäude in der Nähe der Materialdeponie.

Im vorliegenden Kapitel werden die Kontrollinstrumente beschrieben, um während der Arbeiten den Sicherheitsgrad und die Korrektheit der Projektannahmen und der im vorhergehenden Kapitel angeführten Nachweise zu überprüfen.

Das Beweissicherungsprogramm ermöglicht es, die Bewegungen innerhalb der Materialdeponie sowie die Wasserstände zu beobachten. Das zu installierende Überwachungssystem wird aus Pegelmessern, Inklinometern, Setzungsmesser mit Inkrementalmessung und topographischen Fixpunkten bestehen. Die exakte Lage der Instrumente wird vor Beginn der Arbeiten definiert. Im

## 8 PIANO DI MONITORAGGIO

### 8.1 CRITERI GENERALI

Il deposito di Genauen si trova posizionato sul lato destro del fondo valle, a sud dell'abitato di Mules. L'area interessata dal deposito ha una impronta rettangolare, delle dimensioni di 415 m per 85 m, ed è orientata in direzione nord – ovest, sud – est.

A est è delimitata dalla linea ferroviaria e a ovest dalla pista ciclabile intercomunale Bressanone – Brennero. A nord si trovano i fabbricati del maso Untergenauen. Due linee elettriche aeree da 132 kV sono situate in prossimità del deposito lungo il lato più lungo dello stesso. La superficie dell'area del deposito ammonta a circa 22.500 m<sup>2</sup> con una altezza massima di 14 m per un volume totale di circa 158.500 m<sup>3</sup>. Nel deposito temporaneo è previsto che venga messo a dimora smarino di classe di utilizzo A (materiale di alta qualità, idoneo per inerti).

I 3 sondaggi eseguiti in corrispondenza del deposito, spinti fino ad una profondità di 15 m, hanno evidenziato la presenza di terreni a grana grossa costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con grado di addensamento da medio a denso (valori della densità relativa compresi fra il 55 e il 75%). Conseguentemente, i cedimenti nei terreni di fondazione avverranno in condizioni drenate ed evolveranno durante lo stesso innalzamento del terrapieno del deposito.

Nel precedente capitolo 7 sono riportate le verifiche del deposito, nelle sue massime configurazioni geometriche, ovvero sia considerando le massime altezze, sia agli stati limite ultimi, al fine di verificare il grado di stabilità dell'opera, sia agli stati limite di esercizio, per valutare l'entità dei cedimenti del deposito e, soprattutto, i valori dei cedimenti indotti nel terreno circostante, con particolare riferimento alla presenza della linea ferroviaria, delle linee elettriche aeree e dei fabbricati presenti in prossimità del deposito.

Nel presente capitolo è illustrata la strumentazione di controllo prevista per verificare, in corso d'opera, il grado di sicurezza del deposito e la correttezza delle assunzioni progettuali e delle verifiche riportate nel precedente capitolo.

Il sistema di monitoraggio previsto permetterà di monitorare sia i movimenti del deposito sia i livelli piezometrici. Il sistema di monitoraggio da installare sarà costituito da strumentazione comprendente piezometri, inclinometri, assestimetri incrementali, e mire topografiche. L'ubicazione esatta della strumentazione da realizzare verrà definita prima dell'inizio dei lavori. Nel presente capitolo vengono

vorliegenden Kapitel werden die Instrumente und die vorgesehenen Mengen angeführt.

Was die technischen Eigenschaften der Instrumente und ihre Installation betrifft, müssen diese den dafür bestimmten Spezifikationen des Ausführungsprojektes entsprechen.

Im Detail besteht das geotechnische Beweissicherungssystem aus:

- Pegelmesser: es ist vorgesehen, vier Pegelmesser (P1-P4) zur Überwachung der Grundwasserstände und des möglichen Porenwasserüberdruck, der durch die Aufschüttung innerhalb des Baugrund entstehen kann, zu installieren. Zwei dieser Pegelmesser (P1 und P2) sind vom Typ Casagrande, die beiden anderen (P3 und P4) sind Schwingsaitenpegelmesser. Diese Instrumente müssen bei Beginn der Arbeiten installiert werden und nach und nach erweitert werden, je nach Baustand der Aufschüttung. Die Pegelmesser sind mit elektrischen Drucküberträger ausgestattet, die mit Data Loggern verbunden sind, um so eine ständige Datenlesung zu garantieren. Die beiden Casagrande-Pegelmesser werden mit zwei Casagrande-Zellen ausgestattet und an der aktuellen GOK und in 5 m Tiefe ab GOK installiert.
- Inklinometer: man sieht 6 Inklinometer (I1-I6) vor, um die vorläufigen und definitiven Böschungen der Aufschüttung zu überwachen. Die Instrumente werden am Ende der Arbeiten im jeweiligen Zuständigkeitsgebiet jedes Instruments angebracht. Sie müssen in eine Tiefe von mindestens 20 m ab aktueller GOK reichen. Die Inklinometer werden monatlich während der Arbeiten und während der ersten drei Monate nach Abschluss der Arbeiten im jeweiligen Zuständigkeitsgebiet abgelesen, dann im Dreimonatsabstand.
- Setzungsmesser mit Inkrementalmessung: man sieht vor 3 Setzungsmesser mit Inkrementalmessung (A1, A3, A5) für die Überwachung der internen Verformungen innerhalb der Aufschüttung und im Baugrund zu installieren. Diese Instrumente müssen bei Beginn der Arbeiten installiert werden und nach und nach während des Baus der Aufschüttung erweitert werden und zwar um das Vielfache der Länge der Messbasis. Sie müssen in eine Tiefe von mindestens 25 m ab aktueller GOK reichen. Die Setzungsmesser mit Inkrementalmessung werden

descritti gli strumenti e le quantità previste.

Per quanto concerne le caratteristiche tecniche delle strumentazioni previste e le modalità di installazione dovranno essere conformi alle apposite specifiche tecniche predisposte per il progetto esecutivo.

Nel dettaglio il sistema di monitoraggio geotecnico sarà costituito da:

- Piezometri: si prevede di installare quattro piezometri (P1 – P4) per il monitoraggio dei livelli di falda e le, eventuali, sovrappressioni generate dai riempimenti all'interno dei terreni di fondazione. Due di questi (P1 e P2) saranno piezometri tipo Casagrande, mentre altri 2 (P3 e P4) saranno piezometri a corda vibrante. Gli strumenti dovranno essere installati a inizio lavori e progressivamente estesi man mano che viene realizzato il rilevato. I piezometri saranno strumentati con trasduttori elettrici collegati a opportuni Data Logger per ottenere letture in continuo. Per quanto riguarda i due piezometri Casagrande, saranno entrambi strumentati con due celle Casagrande da posizionarsi una alla quota dell'attuale piano campagna e una 5 m al di sotto.
- Inclinatori: si prevede di installare 6 inclinometri (I1 – I6), per il monitoraggio delle scarpate provvisorie e definitive del riempimento. Gli strumenti dovranno essere installati a fine lavori nell'area di pertinenza del singolo strumento. Gli inclinometri dovranno essere spinti fino ad una profondità di almeno 20 m dall'attuale piano campagna. Le letture degli inclinometri saranno mensili durante l'esecuzione dei lavori e per i primi tre mesi dopo la fine dei lavori nell'area di pertinenza del singolo strumento, trimestrali successivamente.
- Assestimetri incrementali da installare: si prevede di installare 3 assestimetri incrementali (A1, A3, A5) per il monitoraggio delle deformazioni interne del rilevato e dei terreni di fondazione. Gli strumenti dovranno essere installati a inizio lavori e progressivamente estesi per lunghezze multiplo della base di misura, man mano che viene realizzato il rilevato. Gli assestimetri incrementali dovranno essere spinti fino ad una profondità di almeno 25 m dall'attuale piano campagna. Le

monatlich während der Arbeiten und während der ersten drei Monate nach Abschluss der Arbeiten im jeweiligen Zuständigkeitsgebiet abgelesen, dann im Dreimonatsabstand.

- Setzungsmesser mit Platte: es ist vorgesehen 8 Setzungsmesser mit Platte zu installieren (A2, A4, A6, A8, A10, A12, A13, A14) um die Deformationen an der Basis der Aufschüttung zu überwachen. Diese Instrumente müssen bei Beginn der Arbeiten installiert werden und nach und nach erweitert werden, je nach Baustand der Aufschüttung. Die Platten der Setzungsmesser müssen auf der aktuellen GOK aufliegen. Die Setzungsmesser mit Platte werden monatlich während der Arbeiten und während der ersten drei Monate nach Abschluss der Arbeiten im jeweiligen Zuständigkeitsgebiet abgelesen, dann im Dreimonatsabstand.
- Topografische Fixpunkte: unmittelbar nach dem Ende der Aufschüttungsarbeiten müssen auf der fertigen Oberfläche topografische Fixpunkte installiert werden. Es ist vorgesehen 32 (T1 - T32) Festpunkte auf der gesamten Oberfläche, die die Aufschüttung bedeckt, anzubringen, um die Setzungen und Verschiebungen. Die topografischen Festpunkte werden zweimal wöchentlich während der ersten drei Monate nach Installation, dann monatlich während der nächsten drei Monate und schließlich im Dreimonatsabstand vermessen.

Im Anhang 6 wird der Übersichtsplan des Beweissicherungsprogramms mit einer Zusammenfassung der Anzahl, Lage und Arte der Instrumente wiedergegeben.

letture degli assestimetri incrementali di nuova realizzazione saranno mensili durante la costruzione del rilevato e per i primi tre mesi dopo la fine dei lavori nell'area di pertinenza del singolo strumento, trimestrali successivamente.

- Assestimetri a piastra da installare: si prevede di installare 8 assestimetri a piastra (A2, A4, A6, A8, A10, A12, A13, A14) per il monitoraggio delle deformazioni alla base del rilevato. Gli strumenti dovranno essere installati a inizio lavori e progressivamente estesi man mano che viene realizzato il rilevato. La base degli assestimetri a piastra dovrà essere posta all'attuale piano campagna. Le letture degli assestimetri a piastra di nuova realizzazione saranno mensili durante la costruzione del rilevato e per i primi tre mesi dopo la fine dei lavori nell'area di pertinenza del singolo strumento, trimestrali successivamente.
- Caposaldi topografici da installare: immediatamente dopo il completamento del riempimento dovranno essere posizionati sulla superficie finita dei caposaldi topografici. Si prevede di realizzarne 32 (T1 – T32) su tutta la superficie di copertura del riempimento per il monitoraggio dei cedimenti e degli spostamenti. Le letture dei caposaldi topografici di nuova realizzazione saranno eseguite con cadenza bisettimanale nei primi 3 mesi dopo l'installazione, con cadenza mensile nei tre mesi successivi e successivamente con cadenza trimestrale.

Nell'Appendice 6 vengono riportati degli schemi relativi al piano di monitoraggio con un riepilogo schematico del numero, posizione e tipologia degli strumenti di monitoraggio.

## 8.2 EIGENSCHAFTEN DER INSTRUMENTE

Nachfolgend werden die Eigenschaften der wichtigsten Instrumente angegeben.

### 8.2.1 Hydraulische Pegelmesser

Um die Zeitkonstante des Pegelrohrs zu verringern, kann das geschlitzte Rohr durch ein Rohr von geringerem Durchmesser mit Außen verbunden werden. Schließlich wird der Raum zwischen dem kleineren Rohr und die Bohrlochwände versiegelt. Die Messung erfolgt mittels einer eigens dafür vorgesehenen Sonde. Diese Art von Pegelmesser wurde von Casagrande entwickelt. Da bei gering durchlässigen Materialien die Zeitkonstante groß sein kann, ist es üblich im Pegelrohr zwei kleinere Rohre einzubauen, als eines (Abb. 20). Das erste steht mit dem untersten Teil des Pegelrohrs in Verbindung, das zweite mit dem oberen. Nach dem Einbau wird wenn möglich entlüftetes Wasser in das Pegelrohr gespritzt, von unten nach oben, um mögliche Luftblasen über das zweite kleinere Rohr zu eliminieren. Nach der Entlüftung wird das erste Röhrchen versiegelt und das andere wird mit einem Manometer oder einem Druckgeber verbunden. Dieser Vorgang muss periodisch wiederholt werden, um die Luftblasen zu eliminieren, die sich mit der Zeit bilden. Diese Anordnung ist als hydraulischer Pegelmesser bekannt. Von Vorteil sind die schnelle Antwortzeit und die Möglichkeit, den Piezometer während des Gebrauchs zu entlüften.

## 8.2 CARATTERISTICHE STRUMENTAZIONE

Di seguito si riportano le caratteristiche dei principali strumenti.

### 8.2.1 Piezometri idraulici

Per ridurre la costante di tempo del tubo piezometrico l'elemento di tubo forato può essere collegato con l'esterno tramite un tubetto di sezione sottile. Viene quindi sigillato lo spazio tra il tubetto e le pareti del foro di sondaggio. La misura si esegue con una apposita sonda da infilare nel tubetto. Il piezometro di questo tipo è stato sviluppato da Casagrande. Poiché nell'eventuale presenza di materiali di bassa permeabilità la costante di tempo può essere elevata, è pratica consueta munire il piezometro di due tubetti, invece di uno (Figura 20). Il primo è messo in comunicazione con la parte più bassa del piezometro, il secondo con quella più alta. Dopo l'installazione viene iniettata acqua, possibilmente disaerata, nel piezometro, dal basso verso l'alto, per eliminare eventuali bolle d'aria che possono uscire dal secondo tubetto. Finita la disaerazione, il primo tubetto viene sigillato e l'altro collegato ad un manometro o a un trasduttore di pressione. L'operazione deve essere ripetuta periodicamente per eliminare le bolle che si possono formare nel tempo. Questa configurazione è nota come piezometro idraulico. I principali vantaggi consistono nella buona rapidità di risposta e nella possibilità di disaerare il piezometro durante l'uso.

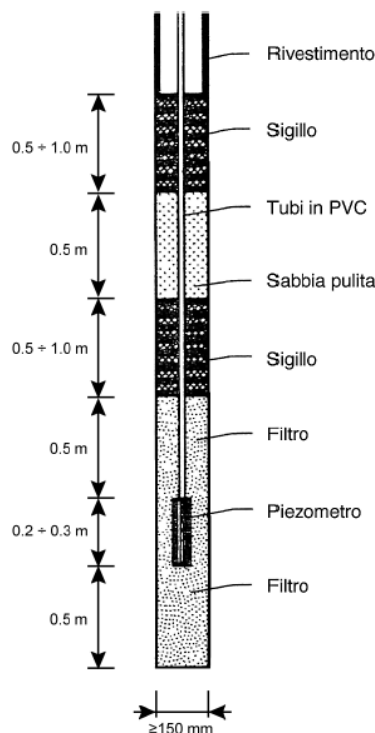


Abbildung 20. Schema des hydraulischen Casagrande Piezometers

Figura 20. Schema piezometro idraulico Casagrande.

## Schwingsaiten Piezometer

Bei den Schwingsaiten Piezometer besteht der Sensor im porösen Element aus einem Schwingsaiten Druckgeber. Das Gerät besteht aus einer Schwingsaiten aus Stahl, die am einen Ende mit dem Piezometer verbunden ist, das andere ist an einer Membran fixiert, die das Gerät vom Wasser trennt. Die Druckänderung des Wassers auf diese Membran rufen eine Deformation hervor, was eine Spannungsänderung in der Stahlseite zur Folge hat. Die Stahlseite beginnt zu schwingen und je nach Spannung derselben erhält man eine unterschiedliche Vibrationsfrequenz, die man laut einer experimentellen Funktion dem gemessenen Druck zuordnen kann. Diese Funktion wurde durch Eichungsversuche ermittelt. Der größte Vorteil dieser Piezometer ist ihre Stabilität. Aus einschlägiger Literatur kennt man Schwingsaiten Piezometer, die in Dämmen seit über 30 Jahren in Funktion sind. Sie brauchen allerdings besondere Ableseeinheiten. Die Abb. 21 zeigt ein Beispiel eines Schwingsaiten Druckgebers.

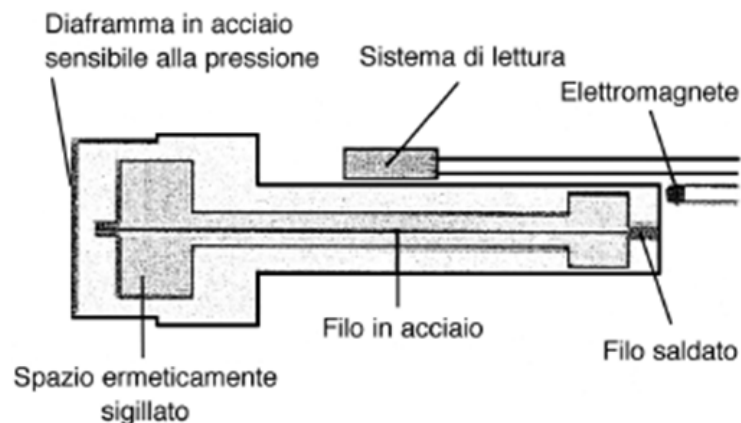


Abbildung 21. Schwingsaitendrucksensor

## 8.2.2 Schwingsaiten Piezometer

Ein Setzungsmessgerät mit Inkrementalmessung besteht aus einer oder mehreren Verankerungen, die in einem Bohrloch in unterschiedlichen Tiefen eingebaut werden, aus einem Bezugskopf, der normalerweise am Bohrlochmund gelegen ist, aus einer Stange oder einem Kabel, der sie verbindet, und aus einem Schutzrohr, der den Bodenkontakt der Stange oder des Kabels verhindert (Abb. 22). Die relative Verschiebung zwischen den Verankerungen und dem Bezugskopf wird durch dazu bestimmte Druckgeber gemessen. Die Anzahl der Messbasen hängt vom Durchmesser des Bohrlochs ab. Bei den normalen Bohrlochdurchmessern (101 - 158 mm) kann man bis zu 6 Basen installieren, es empfiehlt sich aber es bei 3-4 zu belassen.

Die Bezugsköpfe der Extensometer wurden so entwickelt,

## 8.2.2 Piezometri a corda vibrante

Nei piezometri a corda vibrante il sensore contenuto nell'elemento poroso è costituito da un trasduttore di pressione a corda vibrante. Lo schema strumentale prevede che un estremo di un filo in acciaio armonico sia fissato al corpo del piezometro mentre l'altro sia fissato ad un diaframma che separa la zona dello strumento a contatto dell'acqua da quella contenente il filo. Le variazioni di pressione dell'acqua sul diaframma provocano la sua deformazione, che a sua volta provoca la variazione della tensione del filo. Questo viene fatto vibrare ed in dipendenza del suo stato tensionale si ottiene una diversa frequenza di vibrazione, correlabile alla pressione misurata secondo una funzione sperimentale ricavata da prove di taratura. Il pregio maggiore di questi piezometri è la stabilità. Nella letteratura sono riportati esempi nei quali i piezometri a corda vibrante, utilizzati in dighe, sono in funzione da più di 30 anni. In compenso essi necessitano di centraline di misura particolari. La Figura 21 mostra un esempio di trasduttore di pressione a corda vibrante.

Figura 21. Trasduttore di pressione a corda vibrante.

## 8.2.3 Piezometri a corda vibrante

Un assestometro incrementale è costituito da uno o più ancoraggi messi in opera a differenti profondità in un foro, da una testa di riferimento situata generalmente alla bocca del foro medesimo, da un'asta o un filo che li collegano e da un tubo di protezione che serve per evitare il contatto dell'asta o del filo con il terreno circostante (Figura 22). Lo spostamento relativo tra gli ancoraggi e la testa è misurato con appositi trasduttori. Il numero delle basi di misura per lo strumento è funzione del diametro del foro. Con gli usuali diametri dei fori (101 - 158 mm) si possono installare fino a 6 basi, anche se è consigliabile non superare le 3 - 4 basi.

Le teste di riferimento degli estensimetri sono state studiate in maniera che, parallelamente alle misure effettuate con i trasduttori di tipo elettrico, possano essere eseguite anche letture con strumenti meccanici. Questa possibilità offre il

dass neben den Messungen mit elektrischen Druckgebern auch mechanische Geräten verwendet werden können. Diese Möglichkeit erlaubt es einen periodischen Vergleich der Werte, die durch die beiden Messgeräte abgelesen werden, sowie bei Wartung oder Austausch des elektrischen Geräts kann man die Lesung durch mechanische fortführen.

Die Platten Setzungsmesser (Abb. 23) funktionieren nach dem gleichen Prinzip wie die im Bohrloch, aber die unterste Messbasis besteht aus einer der Platte, die mit der Oberfläche durch ein Messgestänge verbunden ist, die durch ein vorgefertigtes Hüllrohr geschützt wird.

duplice vantaggio di poter effettuare un confronto periodico dei valori rilevati dai due tipi di strumento e di poter effettuare letture con strumenti meccanici quando si rende necessaria l'asportazione dello strumento elettrico per una sua revisione o sostituzione. □ Gli assestimetri a piastra (Figura 23) sono concettualmente analoghi a quelli da foro ma la base profonda di misura consiste in una piastra collegata alla superficie da un'asta che scorre in un tubo prefabbricato.

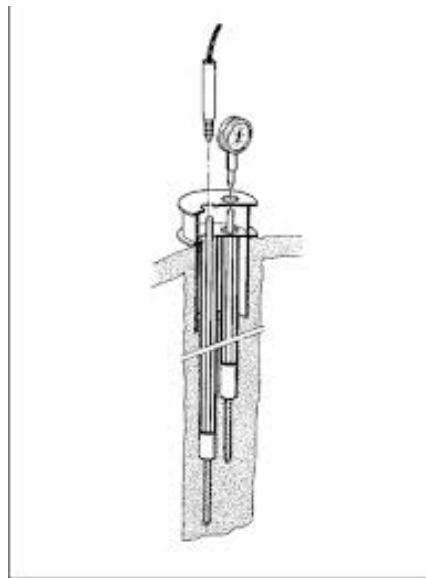


Abbildung 22. Schema des Multibasen Extensometers, im Bohrloch zementiert.

Figura 22. Schema di estensimetro multibase cementato nel foro di sondaggio.

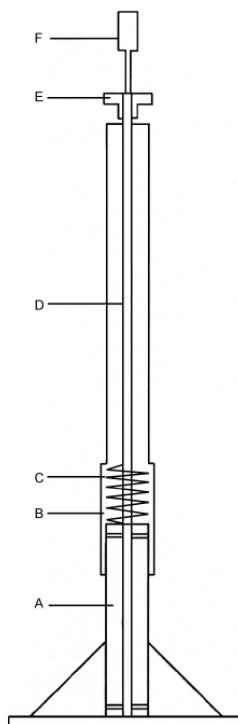


Abbildung 23. Setzungsmesser mit Platte

Figura 23. Assestimetro a piastra.

### 8.2.3 Inklinometer

Die Inklinometermessungen ermitteln die Abweichung von der Senkrechten ausgewählter Referenzpunkte entlang der Vertikalen. Aus den Messungen kann man durch numerische Integration die Verschiebungen erkennen und somit die Bewegungszonen im Untergrund. Die Messungen erfolgen normalerweise händisch mit mobilen Geräten mit Führungsrädern (Inklinometersonde), die in eigens dafür bestimmten Nutrohre hinunter gelassen werden. Die Nutrohre werden ein Bohrloch zementiert (Abb. 24). Eine Erhebung besteht normalerweise aus vier Messungen, wobei die Sonde im Bohrloch um 90° gedreht wird, um die systematischen Fehler zu annullieren. Die Messungen können nach unten oder nach oben erfolgen und werden normalerweise im Abstand von 0.5 oder 1 m durchgeführt.

Jede Erhebung wird mit der ersten Messung (Nullmessung) verglichen. Die Verschiebungen entlang der Senkrechten können sich auf den Rohrkopf des Inklinometerrohrs beziehen (diese Position muss mittels optischen Messungen bestimmt werden) oder auf das Bohrende (als fix betrachtet). Die Verformungskurve wird durch den Rotationswinkel der Sonde zur Senkrechten auf zwei vertikalen, normal zueinanderstehenden Ebenen bestimmt und normalerweise in einem polaren Koordinatensystem (Modul und Azimut) dargestellt. Man kann auch andere Bezugssysteme verwenden, wie z. B. ein kartesisches Koordinatensystem x-y.

Die Genauigkeit der Inklinometermessungen hängt von der Qualität der Messgeräte und von der Ausführung der Messungen ab. Systematische Fehler beruhen auf:

1. Die Empfindlichkeitsvariationen des Messgeräts (Temperaturänderungen, Alterung der Sensoren);
2. Die Variation der Nullwerte des Sensors;
3. Die Variation der Ausrichtung der Sensoren aufgrund der Mechanik des Gerätes;
4. Fehler durch die Nutrohre.

Den ersten drei Fehlerquellen kann man durch häufige Eichung des Gerätes entgegenwirken. Zufällige Fehler sind hingegen die Änderung der Anordnung der Sonden (Variationen der mechanischen Toleranz zwischen Räder und Führung durch Verschmutzungen, Krusten, Fugen, usw.) und die Fehler bei der Bestimmung der Höhe der Sonde. Diese können durch eine Wiederholung der Messungen vermieden werden.

### 8.2.4 Inclinometri

I rilievi inclinometrici consistono nelle misure di deviazione dalla verticalità di punti significativi disposti lungo una verticale. Dalle misure, mediante integrazione numerica, si risale agli spostamenti evidenziando così le zone in movimento nel sottosuolo. I rilievi sono generalmente effettuati in modo manuale con attrezzature removibili munite di guide (sonde inclinometriche) che vengono calate in appositi tubi scanalati, cementati in un foro di sondaggio (Figura 24). Un rilievo comporta di solito l'esecuzione di quattro cicli di misura, ruotando la sonda di 90° nel foro per annullare gli errori sistematici. Le misure possono essere effettuate sia in discesa che in risalita, con passo di solito pari a 0.5 o 1 m.

Ogni elaborazione di rilievi inclinometrici è confrontata con la deformata della lettura iniziale (di zero). Gli spostamenti lungo la verticale possono essere riferiti alla testa della tubazione inclinometrica (la cui posizione deve essere determinata con misure ottiche) oppure al fondo foro (considerato fisso). La deformata, determinata dagli angoli di rotazione della sonda rispetto alla verticale in due piani verticali normali, viene di solito descritta con riferimento a un sistema di coordinate polari (modulo ed azimut). E' anche possibile utilizzare altri sistemi di riferimento, per esempio un sistema di coordinate cartesiane x-y.

L'accuratezza delle misure inclinometriche dipende dalla qualità della strumentazione e dall'esecuzione delle misure. Sono causa di errori sistematici:

1. la variazione della sensibilità delle apparecchiature di misura (derivate di temperatura e invecchiamento dei sensori);
2. la variazione dei valori di zero degli stessi sensori;
3. la variazione di assetto dei sensori inclinometrici, dovuta alla meccanica dello strumento;
4. gli errori dovuti alla spirallatura delle tubazioni.

Ai primi tre si pone parziale rimedio con una frequente taratura dello strumento. Sono invece causa di errori accidentali la variazione dell'assetto della sonda (dovuta a variazioni di tolleranza meccanica tra ruote e guide, a causa di impurità, incrostazioni, giunti, ecc.) e gli errori nella determinazione della quota della sonda. Essi si possono ridurre con la ripetizione delle misure.

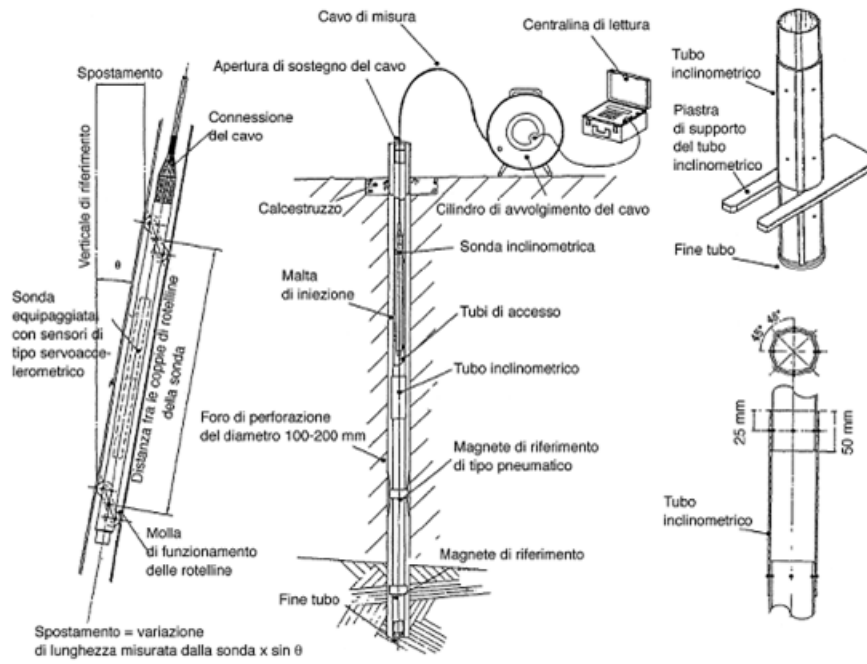


Abbildung 24. Bestandteile eines Inklinometermesssystems mit mobiler Sonde.

Figura 24. Componenti di un sistema per misure inclinometriche con sonda removibile.



## 9 VORSCHRIFTEN FÜR DIE AUSFÜHRUNG

In Anbetracht der beachtlichen Größe der Materialdeponie unterstreicht man in diesem Kapitel die Wichtigkeit von drei planerischen und baulichen Aspekten, die unerlässlich sind die Standsicherheit der Deponie auf kurze und lange Zeit zu gewährleisten: (1) Vorbereitung des Baugrundes; (2) Entwässerungssystem; (3) Bestimmung, vor Beginn der Arbeiten, der geeigneten Methoden das Ausbruchmaterial zu verdichten.

### 9.1 VORBEREITUNG DES BAUGRUNDES

Zur Vorbereitung des Baugrundes muss der gesamte Mutterboden unterhalb der Aufschüttung abgetragen werden bis in eine Tiefe von 30 cm, wie Richtverzeichnis angeführt ist und auf Anordnung der Bauleitung.

Angesichts der Art und der Dicke des Baugrunds und der Art des Auffüllungsmaterials sowie seiner Dicke, kann es akzeptabel sein, da es sich um eine Aufschüttung von mehr als 2 m handelt, dass nach der Begradigung und Walzung der Baugrund Werte des Verformungsmodul  $Md_1$  auch geringer von 15 MPa aufweist. Dabei muss garantiert werden, dass normale Baustellenfahrzeuge darauf fahren könne. Das Verformungsmodul wird bei der ersten Reihe der Plattenlastversuche mit 30 cm Durchmesser im Intervall zwischen 0.5÷1.5 N/cm<sup>2</sup> ermittelt. Falls besonders weiche Zonen durch das Walzen ausgemacht werden, werden diese laut Anweisung der Bauleitung verbessert oder behandelt.

### 9.2 ENTWÄSSERUNGSSYSTEM

An der Gründung des Dammes der Aufschüttung ist eine Entwässerungssystem für Sickerwasser vorgesehen. Es besteht aus dränierenden Gabionen mit Nebenzweigen von 1.0 x 1.0 m Größe und einem Hauptzweig von 2.0 x 1.0 m Größe, wie es in den dazugehörigen Planungsunterlagen angegeben ist. Durch dieses System können die Sickerwasser gesammelt und ordnungsgemäß abgeleitet werden.

Da dieses Entwässerungssystem an der Gründung der Aufschüttung die Sickerwasser ableiten muss, die von der Oberfläche des deponierten Materials versickern, muss man während des Einbaus des Ausbruchmaterials Durchlässigkeitsversuche in oberflächlichen Schächten durchführen, den Anweisungen der Italienischen Geotechnischen Vereinigung (AGI) folgend. Dies um zu überprüfen, dass das deponierte Material eine geeignete Durchlässigkeit aufweist, damit das Entwässerungssystem das Sickerwasser ableiten kann.

Man hält Durchlässigkeitsbeiwerte von mehr als  $10^{-5}$  m/s als

## 9 PRESCRIZIONI ESECUTIVE

Tenendo conto delle ragguardevoli dimensioni del deposito, nel presente capitolo si evidenzia l'importanza relativa ai seguenti tre aspetti progettuali e costruttivi, indispensabili per garantire la stabilità del deposito sia nel breve sia nel lungo termine: (1) preparazione del piano di posa; (2) sistema di drenaggio; (3) definizione, prima dell'inizio dei lavori, di idonee modalità di compattazione dello smarino.

### 9.1 PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA

Per la preparazione del piano di posa dovrà essere eseguita la totale asportazione del terreno vegetale sottostante l'impronta del rilevato (scotico) per una profondità di circa 30 cm per il recupero del terreno vegetale o vegetabile, secondo quanto indicato dal Capitolato d'Appalto e dalle direttive impartite dalla Direzione Lavori.

Vista la natura e gli spessori dei terreni di fondazione e la natura del riempimento in progetto e gli spessori di tale riempimento, potrà essere accettabile, trattandosi di rilevati di altezza superiore a 2 m, che dopo regolarizzazione e rullatura il piano di posa del rilevato sia caratterizzato da valori del modulo di deformazione  $Md_1$ , al primo ciclo di carico su piastra di diametro 30 cm nell'intervallo compreso tra 0.5÷1.5 daN/cm<sup>2</sup>, anche inferiori a 15 MPa, sempre che sia garantita la transitabilità con normali mezzi di cantiere. Eventuali zone particolarmente tenere evidenziate dalla rullatura saranno bonificate o trattate secondo le indicazioni della Direzione Lavori.

### 9.2 SISTEMA DI DRENAGGIO

In corrispondenza della fondazione del rilevato – terrapieno è previsto un sistema di drenaggio delle acque di infiltrazione costituito da gabbioni drenanti con rami secondari di dimensione 1.0 x 1.0 m e un ramo centrale principale di dimensioni pari a 2.0 x 1.0 m, come indicato negli appositi elaborati progettuali. Tramite tale sistema le acque di infiltrazione potranno essere captate e smaltite adeguatamente.

Tuttavia, poiché tale sistema di drenaggio, situato in corrispondenza della fondazione del rilevato, deve essere in grado di smaltire le acque superficiali che si potranno infiltrare dalla superficie del deposito, occorre che durante la messa in opera dello smarino vengano effettuate delle prove di permeabilità in pozzetto superficiale, secondo le raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana, per verificare che il materiale messo a dimora abbia una permeabilità sufficiente per permettere al sistema di drenaggio di raccogliere le acque di infiltrazione.

Si ritiene che dovranno essere considerati accettabili valori

akzeptabel; bei geringeren Durchlässigkeitsbeiwerten kann die Bauleitung Anweisungen für den Einbau von zusätzlichen dränierenden Schichten innerhalb der Aufschüttung geben und zwar oberhalb der Gründungsfläche.

### 9.3 VERDICHTUNGSMETHODEN UND GEOMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN

Die Standsicherheitsnachweise, deren Ergebnisse im Kapitel 7 angeführt sind, haben gezeigt, wie wichtig die Verdichtung bei der Anbringung des Ausbruchmaterials ist, um akzeptable Scher- und Verformungsparameter zu erhalten, auch im Bezug zur Höhe der Ablagerung.

Im Besonderen, um die geeignete geomechanischen Eigenschaften zu erreichen, muss das Ausbruchmaterial bis zum Erreichen einer Dichte von mindestens 95% der maximalen Trockendichte des Ausbruchmaterials  $\gamma_d$  verdichtet werden. Diese wird im Labor mittels modifiziertem Proctorversuch oder modifiziertem AASHO Versuch ermittelt.

Daher muss gleichzeitig mit Beginn der Arbeiten eine Versuchsaufschüttung errichtet werden, um die Verdichtungsarten festzulegen, mit besonderem Augenmerk auf die Schichtdicken, auf Art und Gewicht der Verdichtungsgeräte, auf Anzahl der Walzdurchgänge.

Die Verdichtungsmodalitäten müssen einen solchen Verdichtungsgrad (dieser ist das Verhältnis der Trockendichte vor Ort,  $\gamma_{dsito}$  und der maximalen  $\gamma_d$ , die im Labor durch spezielle Standardversuche definiert wird) gewährleisten, dass folgende Zwecke erfüllt sind:

- Trockendichte vor Ort von mehr als 95% der maximalen im Labor (mod. Proctorversuch oder mod. AASHO Versuch) festgestellten Trockendichte;
- Verformbarkeitsmodul mehr oder gleich 30 MPa

del coefficiente di permeabilità superiori a  $10^{-5}$  m/s; nel caso di valori del coefficiente di permeabilità inferiori, la Direzione lavori potrà fornire indicazioni per la realizzazione di strati drenanti integrativi all'interno del terrapieno, a quote superiori a quella di fondazione.

### 9.3 MODALITÀ DI COMPATTAZIONE E CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Le verifiche di stabilità, i cui risultati sono riportati nel capitolo 7, hanno evidenziato come sia di fondamentale importanza che lo smarino venga messo in opera con modalità di compattazione tali da garantire caratteristiche di resistenza al taglio e di deformabilità accettabili, tenendo anche conto delle altezze del deposito.

In particolare, per ottenere adeguate proprietà geomeccaniche, lo smarino dovrà essere compattato ad una densità pari ad almeno il 95% della massima densità secca dello smarino,  $\gamma_d$ , determinata in laboratorio mediante prove Proctor modificato o AASHO modificato.

Conseguentemente, congiuntamente all'inizio dei lavori, dovrà essere eseguito un rilevato sperimentale che permetta di mettere a punto le modalità di compattazione, con particolare riferimento allo spessore degli strati, al tipo e peso dei mezzi di compattazione, al numero di passate del rullo.

Le modalità di compattazione dovranno permettere di ottenere un grado di compattazione (definito come rapporto fra il valore della densità secca misurata in sito,  $\gamma_{dsito}$  e il valore di massimo di  $\gamma_d$  che viene determinato in laboratorio mediante apposite prove standardizzate) tale da garantire le seguenti finalità:

- densità secca in sito superiore al 95% della massima densità secca determinata in laboratorio mediante prove Proctor modificato o AASHO modificato;
- modulo di deformazione maggiore o uguale a 30 MPa.

## 10 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Analysen im vorliegenden Dokument für die Bewertungen des Setzungsausmaßes an angrenzenden Gebäuden, für die Gesamtstandsicherheitsbeiwerte, usw. erfolgten aufgrund der zur Verfügung stehenden geognostischen Daten und einigen Hypothesen über die geotechnischen Eigenschaften der Materialien und ihrer Stratigrafie.

Wie schon in vorhergehenden Berichten angemerkt, sind zusätzliche geognostische Erkundungen vorgesehen, um die Ungenauigkeiten und die daraus entstehenden Risiken zu vermindern, vor allem was die Infrastrukturen dritter betrifft (Eisenbahn, Hochspannungsmasten, Straßen und verschiedene Gebäude).

Außerdem sieht man eine durchgehende Beweissicherung des geotechnischen Verhaltens der Materialablagerungen und der umliegenden Areale unter Anwendung der Beobachtungsmethode während der Bauphasen vor, um die durchgeführten numerischen Analysen zu validieren.

Was die Ingenieurbauwerke für die notwendigen Anlagen in der Baustellenphase für die Arbeiten mit dem Ausbruchmaterial betrifft, wie z. B. die Gründungen der Förderbänder, muss dem Einflussgebiet der Setzungen (absolute und differenzielle Werte), die durch die Errichtung der Materialdeponie selbst entstehen, Rechnung getragen werden. Das Einzugsgebiet der Setzungen wurden mittels FEM Analysen ermittelt. Die Ergebnisse sind im Kapitel 7 angeführt und in den dazugehörigen Anhängen.

Zusammenfassend wurden im vorliegenden Bericht alle Probleme bzgl. der Ausführungsplanung der Materialdeponie analysiert. Die Nachweise wurden laut Angaben des Eurocode 7 und des italienischen Gesetzesrahmen (NTC 2008) durchgeführt. Aufgrund der numerischen Analysen und der Standsicherheitsnachweise wurde das Beweissicherungsprogramm ausgearbeitet, das während der Arbeiten die Projektannahmen überwacht. Die nachfolgende Tabelle fasst die Anzahl und Art der vorgesehenen Geräte zusammen:

<b>Strumento Instrument</b>	<b>Quantità previste vorgesehene Menge</b>
Piezometri (tipo Casagrande e a corda vibrante) Pegelmesser (Typ Casagrande und Schwingsaiten)	4
Inclinometri Inklinometer	6
Assestimetri incrementali Setzungsmesser mit Inkrementalmessung	6
Assestimetri a piastra Setzungsmesser mit Platte	8
Caposaldi topografici Topographische Festpunkte	32

Tabelle 11: Zusammenfassung Menge und Art des Instrumente für die Beweissicherung

## 10 CONCLUSIONI

Per le valutazioni relative all'entità dei cedimenti su opere adiacenti, ai coefficienti di sicurezza globali del deposito, ecc., le analisi contenute nel presente documento sono state effettuate in base ai dati geognostici disponibili e ad alcune ipotesi sulla caratterizzazione geotecnica dei materiali e sulla loro stratigrafia.

Come già indicato in precedenti relazioni è prevista una campagna geognostica integrativa onde diminuire le indeterminazioni e i relativi rischi correlati, in particolar modo sulle infrastrutture di terzi (linea ferroviaria, tralicci alta tensione, strade e manufatti vari).

E' previsto inoltre il monitoraggio del comportamento geotecnico dei depositi e delle aree adiacenti in modo continuo e con metodo osservazionale durante le fasi di costruzione onde validare gli approfondimenti numerici effettuati.

Per quanto concerne le opere civili relative all'impianistica necessaria per la fase di cantiere, per la gestione dello smarino, come, ad esempio, le fondazioni dei nastri trasportatori dello smarino, occorrerà tenere in debito conto l'entità (in valori assoluti e differenziali) del bacino di subsidenza causato dalla realizzazione dello stesso deposito. Tale bacino di subsidenza è stato ottenuto dalle analisi numeriche FEM i cui risultati sono riportati nel capitolo 7 e nelle relative appendici.

In conclusione, nella presente relazione sono state analizzate tutte le problematiche relative alla progettazione esecutiva del deposito in oggetto. Le verifiche sono state condotte secondo le indicazioni dell'Eurocodice 7 e della normativa italiana (NTC 2008). Sulla base delle analisi numeriche e delle verifiche di stabilità è stato definito il piano di monitoraggio che sarà adottato per le verifiche in corso d'opera delle assunzioni progettuali; la seguente tabella riepiloga le quantità e le tipologie di strumenti previsti:

Tabella 11: Riepilogo quantità e tipologia strumenti di monitoraggio



Abbildung 9. Verlauf in der Tiefe des Verformungsmoduls mit der Tiefe, unterhalb der von den Erkundungsbohrungen durchörterten Tiefen. ....	28	Figura 9. Andamento con la profondità del modulo di deformabilità con la profondità, al di sotto della profondità interessata direttamente dall'esecuzione di sondaggi geognostici. ....	28
Abbildung 10. Ergebnisse der Korngrößenanalysen auf dem Ausbruchmaterial aus dem Brennerbasistunnel. ....	30	Figura 10. Risultati analisi granulometriche effettuate su materiale di scavo proveniente dalla Galleria di base del Brennero. ....	30
Abbildung 11. Werte des Reibungswinkel der Deponiematerialien in Funktion der Höhe der Aufschüttung (max. Höhe = 15 m). ....	30	Figura 11. Valori dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali del deposito in funzione dell'altezza del terrapieno (massima altezza = 15 m). ....	30
Abbildung 12. Schematischer Lageplan mit Angabe der untersuchten Schnitte (rot) für die Analyse der Spannungszustände ....	40	Figura 12. Planimetria schematica con indicazione delle sezioni di studio (in rosso) per l'analisi sforzi-deformazioni	40
Abbildung 13: Untersucher Schnitt 6 (Anhang 4) ....	40	Figura 13. Sezione di studio 6 (Appendice 4).....	40
Abbildung 14: Untersucher Schnitt 19 (Anhang 5) ....	40	Figura 14. Sezione di studio 19 (Appendice 5).....	40
Abbildung 15. Bewertung des Einzugsgebietes der Setzungen für den Schnitt 6.....	43	Figura 15. Valutazione del bacino di subsidenza per la sezione 6	43
Abbildung 16. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 6 (Masten) ....	44	Figura 16. Valutazione dei cedimenti per la sezione 6 (tralicci) ....	44
Abbildung 17. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 6 (Eisenbahnlinie und Autobahn) ....	45	Figura 17. Valutazione dei cedimenti per la sezione 6 (linea ferroviaria e autostrada).....	45
Abbildung 18. Bewertung der Gesamtstandsicherheit für den Schnitt 6	46	Figura 18. Valutazione della stabilità globale per la sezione 6	46
Abbildung 19. Bewertung der Setzungen für den Schnitt 19	47	Figura 19. Valutazione dei cedimenti per la sezione 19 ....	47
Abbildung 20. Schema des hydraulischen Casagrande Piezometers	51	Figura 20. Schema piezometro idraulico Casagrande.....	51
Abbildung 21. Schwingsaitendrucksensor.....	52	Figura 21. Trasduttore di pressione a corda vibrante. ....	52
Abbildung 22. Schema des Multibasen Extensometers, im Bohrloch zementiert. ....	53	Figura 22. Schema di estensimetro multibase cementato nel foro di sondaggio. ....	53
Abbildung 23. Setzungsmesser mit Platte.....	53	Figura 23. Assestimetro a piastra. ....	53
Abbildung 24. Bestandteile eines Inklinometermesssystems mit mobiler Sonde. ....	55	Figura 24. Componenti di un sistema per misure inclinometriche con sonda removibile. ....	55

### 11.3 ANLAGENVERZEICHNIS

- ANHANG 1- STRATIGRAPHIEN DER ERKUNDUNGSBOHRUNGEN
- ANHANG 2 - ERGEBNISSE DER LABORVERSUCHE DEM BAUGRUND
- ANHANG 3 - ERGEBNISSE DER LABORVERSUCHE AUF DEM DEONIEMATERIAL
- ANHANG 4 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN UNTERSUCHTEN

### 11.3 ELENCO APPENDICI

- APPENDICE 1 - STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI
- APPENDICE 2 - RISULTATI PROVE DI LABORATORIO PER I TERRENI
- APPENDICE 3 - RISULTATI ANALISI GRANULOMETRICHE PER IL MATERIALE DI DEPOSITO
- APPENDICE 4 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 6

## SCHNITT 6

- ANHANG 5 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN UNTERSUCHTEN SCHNITT 19
- ANHANG 6 - SCHEMATISCHER ÜBERBLICK DES BEWEISSICHERUNGSPROGRAMMS

- APPENDICE 5 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 19
- APPENDICE 6 - RIEPILOGO SCHEMATICO piano DI MONITORAGGIO

## 11.4 REFERENZDOKUMENTE

### 11.4.1 Eingangsdokumente

#### 11.4.1.1 Bauprojekt

- [1] Technischer Bericht Materialdeponie Genauen Geologie des Deponieareals D0150-TB-01146-01
- [2] Technischer Bericht Materialdeponie Genauen Geotechnik des Deponieareals D0150-TB-00938-01
- [3] Lageplan Materialdeponie Genauen-Geologie/Geomorphologie D0150-LP-00220-01
- [4] Lageplan Materialdeponie Genauen-Hydrogeologie D0150-LP-00221-01
- [5] Längsschnitt Materialdeponie Genauen-Geologie/Geomorphologie D0150-LP-00223-01
- [6] Längsschnitt Materialdeponie Genauen-Hydrogeologie D0150-LP-00221-01 D0150-LP-00224-01
- [7] Fotodokumentation Bohrungen Genauen Ge-B-01/05, Ge-B-02/05, Ge-B-03/05

#### 11.4.1.2 Ausführungsprojekt Baulos Mauls 2-3

- [8] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51005 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Logistik - Allgemeiner Bericht
- [9] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51010 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Baulogistik - Bericht zum Umgang mit den Materialien
- [10] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53005 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Sektor Mauls - Bericht zur Erkennung der Interferenzen
- [11] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53015 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700:

## 11.4 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 11.4.1 Documenti in ingresso

#### 11.4.1.1 Progetto Definitivo

- [1] Relazione tecnica Deposito Genauen Geologia area di deposito D0150-TB-01146-01
- [2] Relazione tecnica Deposito Genauen Geotecnica area di deposito D0150-TB-00938-01
- [3] Planimetria deposito Genauen-Geologia/geomorfologia D0150-LP-00220-01
- [4] Planimetria deposito Genauen-Idrogeologia D0150-LP-00221-01
- [5] Sezione longitudinale deposito Genauen-Geologia/geomorfologia D0150-LP-00223-01
- [6] Sezione longitudinale deposito Genauen-Idrogeologia D0150-LP-00224-01
- [7] Documentazione fotografica sondaggi Genauen Ge-B-01/05, Ge-B-02/05, Ge-B-03/05

#### 11.4.1.2 Progetto esecutivo Lotto Mules 2-3

- [8] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51005 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Logistica – Relazione Generale
- [9] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51010 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Logistica di costruzione – Relazione sulla gestione dei materiali
- [10] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53005 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Settore Mules - Relazione individuazione interferenze
- [11] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53015 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva -

- Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Sektor Mauls - Bericht zur Lösung der Interferenzen
- [12] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53085 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Sektor Aicha - Bericht zur Erkennung der Interferenzen
- [13] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53095 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht Sektor Aicha - Bericht zur Lösung der Interferenzen
- [14] 02-H61-EG-991-KBA-D0700-55001 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - Arbeitsprogramm
- [15] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51011 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Zeitplan mit Gebrauchsklassen des Ausbruchmaterials
- [16] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51020 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Tabellen Materialbilanz
- [17] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51025 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Tabellen und Diagramme Ausbruchmaterial
- [18] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51030 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Tabellen und Diagramme Versorgung
- [19] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51035 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Tabellen und Diagramme Anhäufungen auf der Materialdeponie
- [20] 02-H61-DB-300-KTB-D0700-51017 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mauls 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Materialdeponie Genauen II: Steinschlagphänomene - Bemessung der Schutzbauten vor Steinschlag
- [21] 02-H61-DB-300-KTB-D0700-51018 - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Settore Mules Relazione risoluzione interferenze
- [12] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53085 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Settore Aica Relazione individuazione interferenze
- [13] 02-H61-EG-600-KTB-D0700-53095 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica Settore Aica Relazione risoluzione interferenze
- [14] 02-H61-EG-991-KBA-D0700-55001 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Programma lavori
- [15] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51011 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Cronoprogramma con classi utilizzo dello smarino
- [16] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51020 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Tabelle bilancio materiali
- [17] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51025 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Tabelle e diagrammi smarino
- [18] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51030 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Tabelle e diagrammi approvvigionamenti
- [19] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-51035 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Tabelle e diagrammi accumuli nei depositi
- [20] 02-H61-DB-300-KTB-D0700-51017 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Deposito di Genauen II: Fenomeni di instabilità di versante – dimensionamento opere di difesa dalla caduta massi
- [21] 02-H61-DB-300-KTB-D0700-51018 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mules 2-3 - Depositi - Relazione

- Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - technischer Bericht - Materialdeponie Genauen II: Phänomene von Massenbewegungen im Gerinne - Bemessung der Schutzbauwerke vor Murgängen
- [22] 02-H61-EG-400-KLP-D0700-54015 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - allgemeiner Lageplan - Baustellenareale
- [23] 02-H61-EG-405-KTB-D0700-54035 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Hydraulischer Bericht – Sektor Mault
- [24] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-54005 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht - Baustellenareale - Bericht zur Baustelleneinrichtung
- [25] 02-H61-EG-300-KTB-D0700-51060 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht - Bericht zum hydraulischen Nachweis der Dämme
- [26] 02-H61-EG-400-KLP-D0700-54015 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Lageplan Chorographie Lage der Baustellenareale
- [27] 02-H61-EG-450-KTB-D0700-54525 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Hydraulischer Bericht – Sektor Aicha
- [28] 02\_H61\_DB\_300\_KTB\_D0700\_51015 - Brennerbasistunnel - Ausführungsplanung - D0700: Baulos Mault 2-3 - Materialdeponien - Technischer Bericht - Bericht zu den Materialdeponien

#### 11.4.2 Normen und Richtlinien

- [29] Ministero dei LL.PP.- D.M. 14.01.2008 - Norme tecniche delle Costruzioni – NTC 2008
- [30] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [31] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [32] UNI EN1990:2006 - Eurocode 0 – Grundlage für Konstruktion und Dokumentation zur nationalen Umsetzung ;
- [33] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures

tecnica - Deposito di Genauen II: Fenomeni di trasporto di masse incanalati – dimensionamento opere di difesa da eventi debris-flow

- [22] 02-H61-EG-400-KLP-D0700-54015 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Planimetria generale – Aree di cantiere
- [23] 02-H61-EG-405-KTB-D0700-54035 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Relazione idraulica – settore Mault
- [24] 02-H61-EG-400-KTB-D0700-54005 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Relazione tecnica – Aree di cantiere – Relazione sulla cantierizzazione
- [25] 02-H61-EG-300-KTB-D0700-51060 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Relazione tecnica – Relazione di verifica idraulica degli argini
- [26] 02-H61-EG-400-KLP-D0700-54015 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Planimetria Corografia ubicazione aree di cantiere
- [27] 02-H61-EG-450-KTB-D0700-54525 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Relazione idraulica – settore Aicha
- [28] 02\_H61\_DB\_300\_KTB\_D0700\_51015 - Galleria di Base del Brennero - Progettazione esecutiva - D0700: Lotto Mault 2-3 - Depositi - Relazione tecnica - Relazione sui depositi di materiale

#### 11.4.2 Normativa

- [29] Ministero dei LL.PP.- D.M. 14.01.2008 - Norme tecniche delle Costruzioni – NTC 2008
- [30] Circolare n.617, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008
- [31] DM 28/10/2005 , Sicurezza nelle gallerie ferroviarie.
- [32] UNI EN1990:2006 - Eurocodice 0 – Basi per la progettazione strutturale e documento di applicazione nazionale3
- [33] UNI EN 1991-1; Eurocode 1 – Actions on structures



– 2010/2011

- [34] UNI EN 1992:2005 - Eurocode 2 – Planung für Stahlbetonbauwerken und Dokumente zur nationalen Umsetzung;
- [35] UNI EN 1997:2005 - Eurocode 7 – Geotechnik und Dokumente zur nationalen Umsetzung
- [36] UNI 11104:2004
- [37] UNI EN 206-1:2006
- [38] D.P.P. 21 gennaio 2008, n. 6 - Regolamento di esecuzione alla legge provinciale del 18 giugno 2002, n. 8 recante «Disposizioni sulle acque» in materia di tutela delle acque
- [39] Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”.
- [40] Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”.
- [41] Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03.

#### 11.4.3 Literatur

- [42] Rocscience Phase2 online manual
- [43] Maccaferri Paragrid online catalogue
- [44] U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA-NHI-00-043 Federal Highway Administration - Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines
- [45] Guandalini S., Steiner W., Irngartinger S., Proceedings of the International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures - Geosynthetic as support for a deposit of tunnel muck on soft clay
- [46] GIBBS, K. J. & HOLTZ, W. G. (1957) Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, London, 35-39.
- [47] MEYERHOF, G. G. (1957) Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, London, 110.
- [48] Bazaraa, Abdel, R. 1967. "Use of the Standard

– 2010/2011

- [34] UNI EN 1992:2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo e documento di applicazione nazionale
- [35] UNI EN 1997:2005 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica e documento di applicazione nazionale
- [36] UNI 11104:2004
- [37] UNI EN 206-1:2006
- [38] D.P.P. 21 gennaio 2008, n. 6 - Regolamento di esecuzione alla legge provinciale del 18 giugno 2002, n. 8 recante «Disposizioni sulle acque» in materia di tutela delle acque
- [39] Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 1 – “Criteri per l’individuazione delle zone sismiche – Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone”.
- [40] Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri – Allegato 4 – “Norme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreni”.
- [41] Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03.

#### 11.4.3 Letteratura

- [42] Rocscience Phase2 online manual
- [43] Maccaferri Paragrid online catalogue
- [44] U.S. Department of Transportation Publication No. FHWA-NHI-00-043 Federal Highway Administration - Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines
- [45] Guandalini S., Steiner W., Irngartinger S., Proceedings of the International Symposium on Design and Practice of Geosynthetic-Reinforced Soil Structures - Geosynthetic as support for a deposit of tunnel muck on soft clay
- [46] GIBBS, K. J. & HOLTZ, W. G. (1957) Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, London, 35-39.
- [47] MEYERHOF, G. G. (1957) Discussion on Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, London, 110.
- [48] Bazaraa, Abdel, R. 1967. "Use of the Standard

Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand," Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL.

- [49] Cubrinowski, M & Ishihara K., Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils. 15th ICSMGE, 1998
- [50] Hatanaka, M., and Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils Found.* , 36(4), 19
- [51] SCHMERTMANN, J. H. (1976) An Updated Correlation Between Relative Density and Fugro-type Electric Cone Bearing qc. Contract report, DACW 38-76-M 6646. Vicksburg, Miss, Waterways Experiment Station, 145.
- [52] Bolton M, . 1986. The strength and dilatancy of sands *Geotechnique* Vol. 36 , No. 1, pp. 65 - 78
- [53] Stroud, M. A. \_1989\_. "The standard penetration test— Its application and interpretation." Proc., I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the UK, Thomas Telford
- [54] Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellota, R., and Pasqualini, E. (1988), "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice," Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida , Vol. 1, pp 263-296.
- [55] Baligh, M.M. (1976), "Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes," ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Nov.
- [56] Janbu, J., (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. Proc. ECSMFE Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- [57] Rankin (1988) Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects

Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand," Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL.




- [49] Cubrinowski, M & Ishihara K., Correlation between penetration resistance and relative density of sandy soils. 15th ICSMGE, 1998
- [50] Hatanaka, M., and Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils Found.* , 36(4), 19
- [51] SCHMERTMANN, J. H. (1976) An Updated Correlation Between Relative Density and Fugro-type Electric Cone Bearing qc. Contract report, DACW 38-76-M 6646. Vicksburg, Miss, Waterways Experiment Station, 145.
- [52] Bolton M, . 1986. The strength and dilatancy of sands *Geotechnique* Vol. 36 , No. 1, pp. 65 - 78
- [53] Stroud, M. A. \_1989\_. "The standard penetration test— Its application and interpretation." Proc., I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the UK, Thomas Telford
- [54] Jamiolkowski, M., Ghionna, V.N., Lancellota, R., and Pasqualini, E. (1988), "New Correlations of Penetration Tests for Design Practice," Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida , Vol. 1, pp 263-296.
- [55] Baligh, M.M. (1976), "Cavity Expansion in Sands with Curved Envelopes," ASCE, *Journal of Geotechnical Engineering*, Nov.
- [56] Janbu, J., (1963). Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests. Proc. ECSMFE Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19-25.
- [57] Rankin (1988) Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects

# ANHANG 1 - STRATIGRAPHIEN DER ERKUNDUNGSBOHRUNGEN

# APPENDICE 1 - STRATIGRAFIE SONDAGGI GEOGNOSTICI

Bohrung Ge-B-01-05

Sondaggio Ge-B-01-05

 		AUFTRAGGEBER: BBT-SE BRENNER BASISTUNNEL PROJEKT: GEOLOGISCHE UNTERSUCHUNG ORT: MAULS (BZ) DURCHFÜHRUNGSDATUM: VON 28/07/05 BIS 28/07/05	BOHRUNG Nr. Ge-B-01/05 X=OST= 692869,112 Y=NORD= 5189853,435 Z=H.ü.d.M.= 862,148 MASSSTAB 1:50
	OBERLEITER: DR. GEOL. M. MARTINTONI - DR. SPROCATI		BOHRGERÄTFÜHRER: HERR BUSINARO

Bohrverfahren ø mm	Verrohrung ø mm	Schichtendicke m	Tiefe m	Legende	GESTEINBESCHREIBUNG	Kerageivan %	R.Q.D. %	Entnommene Proben	FELDVERSUCHE							BEMERKUNGEN			
									Standard Penetration Test				N.S.P.T.	Spitzenmp	Pockel. Pen. kg/cm²		Vase Test kg/cm²	Grundwasserpiegelaßhöhe m	Piezometer
									Tiefe	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm							
Einfachkernrohr ø 101 mm ø 127 mm			1.05	1.05	Schluff, schwach tonig-sandig, braune Farbe.	100											Einbau Pegelrohr ø 2" mit doppeltem befahr-barem Verschluss: Vollrohr m. 0.00 + 6.00. Filterrohr m. 6.00 + 15.00.		
				2															
				3		Kies und Steine, polygenisch, kantig (ø max = 12 cm.) schwach sandig, grau.	100												
				3.05	4.10														
				4															
				5															
				6															
				6.00	6.45														
				7															
				8															
				9		Eterometrischer Kies, polygenisch, zudem kantig, sandig, nussbraune Farbe. Häufig Steine vorhanden (ø max = 12 cm.). m. 5.00 + 5.15, 8.30 + 8.55, 8.75 + 8.85, 10.20 + 10.40 und 12.00 + 12.40 polygenischer Findling (ø max = 40 cm.); m. 9.00 + 9.80 Sand, mittelgrob-grob, schwach kiesig, nussbraun.	100												
				9.00	9.45														
				10															
				11															
				12															
			12.50	12.95															
			13																
			14																
			15.00	15.00	Endteufe m. 15.00.														

SEITE 1 VON 1

BEARBEITER	DR. SPROCATI
DIREKTOR	DR. GEOL. M. MARTINTONI





COMMITTENTE: BBT-SE  
 PROGETTO: TUNNEL DI BASE - INDAGINE GEOLOGICA  
 LOCALITA': MULES (BZ)  
 DATA ESECUZIONE: DAL 28/07/05 AL 28/07/05








SONDAGGIO Nr. Ce-B-01/05  
 X=EST= 692869,112  
 Y=NORD= 5189853,435  
 Z=m.s.l.m.= 862,148  
 SCALA 1:50

SUPERVISORE: DR. GEOL. M. MARTINTONI - DR. SPROCATI      SONDATORE: SIG. BUSINARO      TIPO DI SONDA: NENZI GELMA 2

Tipo di carot. e ø mm	Rivestimento e ø mm	Spessore strato m	Profondità m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Perc. carotaggio	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU								NOTE ED OSSERVAZIONI				
									Profondità	Standard Penetration Test			N.S.P.T.	Tipo di punta	Pocket Pen. MPA	Vane Test MPa		Quota falda m	Piezometro		
										0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm									
Carotiere semplice ø 101 mm ø 127 mm			1.05	1.05	1	Limo debolmente argillo-sabbioso, colore marrone.	100											Installato piezometro ø 2" con doppio chiusura carrabile: cieco m. 0.00 ÷ 6.00, fessurato m. 6.00 ÷ 15.00.			
					2	Ghiaia e ciottoli poligenici angolari ( ø max = 12 cm.) debolmente sabbiosi, colore grigio.	100														
					3																
			3.05	4.10	4																
					5	Ghiaia eterometrica poligenica per lo più angolare, sabbiosa, colore nocciola. Presenti frequenti ciottoli ( ø max = 12 cm.). m. 5.00 ÷ 5.15, 8.30 ÷ 8.55, 8.75 ÷ 8.85, 10.20 ÷ 10.40 e 12.00 ÷ 12.40 trovante poligenico (pot. max = 40 cm.); m. 9.00 ÷ 9.80 sabbia medio-grossa debolmente ghiaiosa colore nocciola.	100														
					6																
					7																
					8																
					9																
					10																
					11																
					12																
					13																
					14																
15.00	15.00	10.90	15		F.F. m. 15.00.													6.00	15.00		

		AUFTRAGGEBER: BBT-SE PROJEKT: BRENNER BASISTUNNEL GEOLOGISCHE UNTERSUCHUNG ORT: MAULS (BZ) DURCHFÜHRUNGSDATUM: VON 27/07/05 BIS 27/07/05	BOHRUNG Nr. Ge-B-02/05 X=OST= 693208,671 Y=NORD= 5189478,622 Z=H.ü.d.M.= 853,136 MASSSTAB 1:50
---	---	--	--

OBERLEITER: DR. GEOL. M. MARTINTONI - DR. SPROCATI      BOHRGERÄTFÜHRER: HERR BUSINARO      BOHRGERÄT: NENZI GELMA 2

Bohrverfahren ø mm	Verrohrung ø mm	Schichtendicke m	Tiefe m	Legende	GESTEINBESCHREIBUNG	Kerngewicht %	R.Q.D. %	Entnommene Proben	FELDVERSUCHE							BEMERKUNGEN			
									Tiefe	Standard Penetration Test			N.S.P.T.	Spitzenlast	Pocket Pen. kg/cm <sup>2</sup>		Vane Test kg/cm <sup>2</sup>	Grundwasserpiegelhöhen m	Piezometer
										0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm							
Einfachkernrohr: ø 101 mm ø 127 mm	0.65	0.65	0.65		Eterometrischer Kies, polygenisch, kantig schluffig-sandig, braun. Steine vorhanden (ø max = 10 cm.).	100										Einbau Pegelrohr ø 2" mit doppeltem befahr- barem Verschluss: Vollrohr m. 0.00 ÷ 6.00, Filterrohr m. 6.00 ÷ 15.00.			
	1.25	1.90	1.90			Sandiger Schluff, organisch, schwarz mit wenigen kiesigen Klusten. m. 1.40 ÷ 1.60 tonhaltiger Schluff, grau.	100												
				2				3.00	6	8	9	17	C						
				3				3.45											
				4															
				5				6.00	15	22	29	51	C						
				6				6.45											
				7				9.00	13	24	31	55	C						
				8				9.45											
				9															
				10				12.00	12	17	22	39	C						
				11				12.45											
				12															
				13															
				14															
			15		Endteufe m. 15.00.														



COMMITTENTE: BBT-SE  
 PROGETTO: TUNNEL DI BASE - INDAGINE GEOLOGICA  
 LOCALITA': MULES (BZ)  
 DATA ESECUZIONE: DAL 27/07/05 AL 27/07/05

SONDAGGIO Nr. Ge-B-02/05  
 X=EST= 693208,671  
 Y=NORD= 5189478,622  
 Z=m.s.l.m.= 853,136  
 SCALA 1:50

SUPERVISORE: DR. GEOL. M. MARTINTONI - DR. SPROCATTI

SONDATORE: SIG. BUSINARO

TIPO DI SONDA: NENZI GELMA 2

Tipo di carot. e diam.	Rivestimento e ø mm	Spessore strato m	Profondità m	Legenda	DESCRIZIONE LITOLOGICA	Perc. carotaggio	R.Q.D. %	Campioni	PROVE IN SITU							NOTE ED OSSERVAZIONI			
									Profondità	Standard Penetration Test			N.S.P.T.	Tipo di punta	Probet Pen. MPa		Vane Test MPa	Quota falda m	Piezometro
										0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm							
Carotiere semplice ø 101 mm ø 127 mm	0.65	0.65	0.65		Ghiaia eterometrica poligenica angolare limo-sabbiosa, colore marrone. Presenti ciottoli (ø max = 10 cm.).	100											Installato piezometro ø 2" con doppio chiusino carrabile: cieco m. 0.00 ÷ 6.00, fessurato m. 6.00 ÷ 15.00.		
		1	1.00	1.00	Limo sabbioso organico nero con rari clasti ghiaiosi. m. 1.40 ÷ 1.60 limo argilloso grigio.	100													
		1.25	1.90	1.90															
		2																	
		3																	
		4																	
		5																	
		6																	
		6.00																	
		6.45																	
		7																	
		8				Ghiaia eterometrica poligenica angolare, sabbiosa debolmente limosa, colore nocciola. Presenti frequenti ciottoli ( ø max > 10 cm.) m. 2.90 ÷ 3.25 colore matrice limosa da nocciola a nerastro, organica; m. 5.60 ÷ 6.10 sabbia medio-fine limosa color nocciola, passante a m. 5.70 a limo sabbioso color nocciola; m. 13.00 ÷ 13.20 trovante granitico.	100												
		9																	
		9.00																	
		9.45																	
	10																		
	11																		
	12																		
	12.00																		
	12.45																		
	13																		
	14																		
	15.00				F.F. m. 15.00.														



AUFTRAGGEBER: BBT-SE  
 BRENNER BASISTUNNEL  
 PROJEKT: GEOLOGISCHE UNTERSUCHUNG  
 ORT: MAULS (BZ)  
 DURCHFÜHRUNGSDATUM: VON 25/07/05 BIS 26/07/05

BOHRUNG Nr. Ge-B-03/05  
 X=OST= 692474,605  
 Y=NORD= 5190611,196  
 Z=H.ü.d.M.= 870,633  
 MASSSTAB 1:50

OBERLEITER: DR. GEOL. M. MARTINTONI - DR. SPROCATI BOHRGERÄTFÜHRER: HERR BUSINARO BOHRGERÄT: NENZI GELMA 2

Bohrverfahren ø mm	Verrohrung ø mm	Schichtendicke m	Tiefe m	Legende	GESTEINBESCHREIBUNG	Kerngewinn %	R.Q.D. %	Entnommene Proben	FELDVERSUCHE							BEMERKUNGEN		
									Standard Penetration Test			N.S.P.T.	Spitzenwert	Pocket Pen. kg/cm <sup>2</sup>	Nets Test kg/cm <sup>2</sup>		Grundwasserpiegelgehöhen m	Piezometer
									Nr. Schläge									
Tiefe	0-15 cm	15-30 cm	30-45 cm															
15.00	15.00	14.40	15		Schluff, schwach sandig bis sandig, braune Farbe.	100			4.50	50	R	-	-	C	Einbau Pegelrohr ø 2" mit doppeltem befahr- barem Verschluss: Vollrohr m. 0.00 ÷ 6.00, Filterrohr m. 6.00 ÷ 15.00.			
			4.62															
			6		Eterometrischer Kies, polygenisch, kantig sandig, lokal sandig schwach schluffig, braun-nussbraune Farbe. Häufig Steine vorhanden (ø max = 14 cm.) m. 2.10 ÷ 2.50, 4.15 ÷ 4.30, 4.70 ÷ 5.35, 5.55 ÷ 6.00 und 13.80 ÷ 14.00 polyge- nische Findlinge (ø max = 65 cm.); m. 9.30 ÷ 10.00 Sand, mittelgroß-fein, schwach schluffig, braun-nussbraun.	100			9.00	10	15	10	25	C				
			9.45															
			13							13.50	18	25	29	54	C			
			14							13.95								
			15			Endteufe m. 15.00.												





**ANHANG 2 - ERGEBNISSE DER LABORVERSUCHE  
AUF DEM BAUGRUND**

**APPENDICE 2 - RISULTATI PROVE DI  
LABORATORIO PER I TERRENI**

Bohrung	Probe	Tiefe	Klassifikation		Kornanteil		U	Direkter Scherversuch		Wichte max	Durchlässigkeit
					< 0,06 mm	< 2,0 mm		phi [°]	c [kPa]		
Genauen					[%]	[%]				[kN/m³]	[m/sec]
GE - B01/05	1	6,00-7,00	GW	Kies, sandig	3.77	21.15	32.5	34.60	3.18	20.55	6.60E-07
GE - B02/05	1	8,00-9,00	GW	Kies, schwach sandig	1.45	10.13	12	39.35	1.96	20.71	7.46E-07
GE - B03/05	1	8,00-9,00	GP - GM	Kies, sandig, schwach schluffig, tonig	7.83	25.09	317.5	33.02	31.31	20.59	1.64E-07
Kies, sandig	max. Wert	5,00-10,00	G					33.0	2.0	20.6	1.64E-07
Kies, sandig	Mittelwert	5,00-10,00	G					35.7	12.2	20.6	5.235E-07
Kies, sandig	min. Wert	5,00-10,00	G					39.4	31.3	20.7	6.60E-07



Institut Südtiroler Baustofftechnologie KGmbH  
Istituto tecnologia materiali edili Alto Adige s.c.r.l.

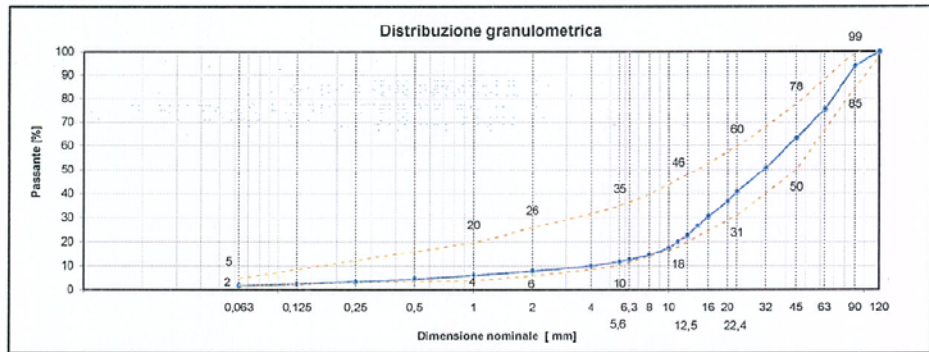
<b>Analisi granulometrica per setacciatura</b>		<b>Rapporto di prova pag.1/1</b>	
Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Determinazione della distribuzione granulometrica secondo EN 933-1		Commessa n.: 130321 Prova n.: 05	
<b>Committente:</b> Consorzio Brennero 2011 <b>Incarico:</b> Prove di controllo su materiale di scavo <b>Cantiere/impianto:</b> Galleria del Brennero BBT - Mules	<b>Tipo campione:</b> Granito frantumato <b>Posto di prelievo:</b> Genauen Tipo A <b>Data di prelievo:</b> 18.10.2013 <b>Prelievo eseguito da:</b> Ing. Georg Schiner <b>Prelievo secondo:</b> EN 932-1		
<b>Note:</b> Quantità materiale in esame 78.815 kg	<b>Data di prova:</b> 28.10.2013 <b>Sperimentatore:</b> Alex Malfertheiner		

Componenti trattenuti e passanti

Setacci ISO [mm]	Trattenuto [%]	Passante [%]
0,063	98,2	1,8
0,125	97,5	2,5
0,25	96,5	3,5
0,5	95,3	4,7
1	93,7	6,3
2	92,0	8,0
4	90,0	10,0
5,6	88,2	11,8
6,3	87,4	12,6
8	85,3	14,7
10	82,3	17,7
11,2	79,8	20,2
12,5	77,3	22,7
14	73,3	26,7
16	69,4	30,6
20	63,2	36,8
22,4	59,1	40,9
31,5	49,1	50,9
45	36,5	63,5
63	24,4	75,6
90	6,1	93,9
120	0,0	100,0

Norma	UNI EN 13285
Dimensione	0/90
Categoria G	GO
Sopravaglio OC	OC85
Limite fine LF	LF2
Limite fine UF	UF5

Granulometria
UNI EN 13285



Varna, 29.10.2013

**ISB**  
**ISTITUTO TECNOLOGIA MATERIALI**  
**EDILI ALTO ADIGE - SCRL**  
 Via Brennero - 39040 Varna (Bz)  
 Zona Artigianale Nord  
 Part. IVA: 02680660211

Il tecnico



Institut Südtiroler Baustofftechnologie KGmbH  
Istitut tecnologia materiali edili Alto Adige s.c.r.l.

<b>Analisi granulometrica per setacciatura</b>		Rapporto di prova pag.1/1	
Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Determinazione della distribuzione granulometrica secondo EN 933-1		Commissa n.: 130321	
		Prova n.: 02	
<b>Committente:</b>	Consorzio Brennero 2011	<b>Tipo campione:</b>	Tonalite frantumata
<b>Incarico:</b>	Prove di controllo su materiale di scavo	<b>Posto di prelievo:</b>	Hinterrigger Tipo B+C
<b>Cantiere/impianto:</b>	Galleria del Brennero BBT - Mules	<b>Data di prelievo</b>	18.10.2013
		<b>Prelievo eseguito da:</b>	Ing. Georg Schiner
		<b>Prelievo secondo:</b>	EN 932-1
<b>Note:</b>	Quantità materiale in esame 85.921 kg	<b>Data di prova:</b>	23.10.2013
		<b>Sperimentatore:</b>	Alex Malfertheiner

**Componenti trattenuti e passanti**

Setacci ISO (mm)	Trattenuto (%)	Passante (%)
0,063	96,4	3,6
0,125	94,8	5,2
0,25	92,8	7,2
0,5	90,2	9,8
1	86,8	13,2
2	81,9	18,1
4	77,4	22,6
5,6	73,5	26,5
6,3	72,4	27,6
8	69,3	30,7
10	66,2	33,8
11,2	64,4	35,6
12,5	62,6	37,4
14	60,6	39,4
16	58,6	41,4
20	53,3	46,7
22,4	50,3	49,7
31,5	42,9	57,1
45	31,0	69,0
63	21,9	78,1
90	9,8	90,2
120	0,0	100,0

Norma **UNI EN 13285**

Dimensione **0/90**

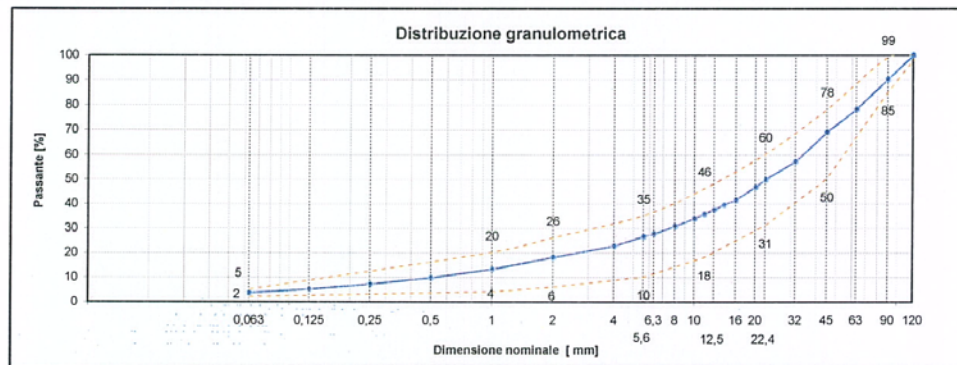
Categoria G **GO**

Sopravaglio OC **OC85**

Limite fine LF **LF2**

Limite fine UF **UF5**

— Granulometria  
- - - UNI EN 13285



Varna, 29.10.2013

**ISB**  
**ISTITUTO TECNOLOGIA MATERIALI**  
**EDILI ALTO ADIGE - SCRL**  
Via Brennero - 39140 Varna (Bz.)  
Zona Artigianale Nord  
Part. IVA 02680660211

Il tecnico



Institut Südtiroler Baustofftechnologie KGmbH  
Istituto tecnologia materiali edili Alto Adige s.c.r.l.

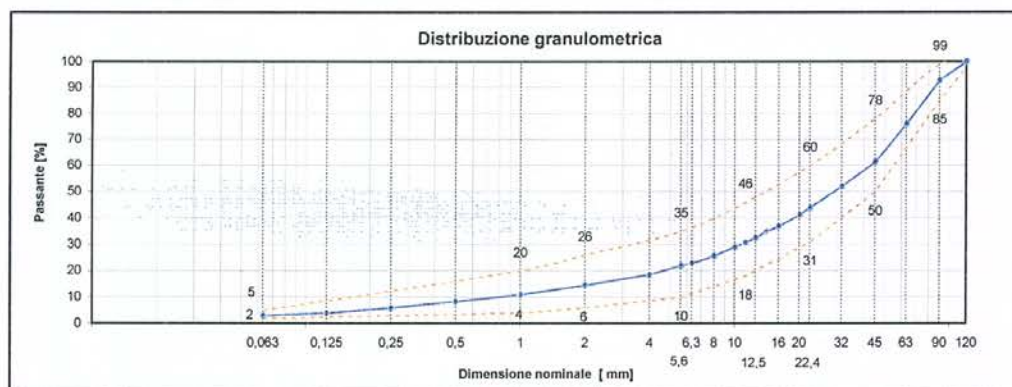
<b>Analisi granulometrica per setacciatura</b>		<b>Rapporto di prova pag.1/1</b>	
Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Determinazione della distribuzione granulometrica secondo EN 933-1		Commessa n.: 130321 Prova n.: 01	
<b>Committente:</b> <b>Incarico:</b> <b>Cantiere/impianto:</b>	Consorzio Brennero 2011 Prove di controllo su materiale di scavo Galleria del Brennero BBT - Mules	<b>Tipo campione:</b> <b>Posto di prelievo:</b> <b>Data di prelievo:</b> <b>Prelievo eseguito da:</b> <b>Prelievo secondo:</b>	Granito frantumato Hinterrigger Tipo A 18.10.2013 Ing. Georg Schiner EN 932-1
<b>Note:</b>	Quantità materiale in esame 86.121 kg	<b>Data di prova:</b> <b>Sperimentatore:</b>	22.10.2013 Alex Malfertheiner

**Componenti trattenuti e passanti**

Setacci ISO [mm]	Trattenuto [%]	Passante [%]
0,063	97,0	3,0
0,125	96,1	3,9
0,25	94,1	5,9
0,5	91,6	8,4
1	89,1	10,9
2	85,4	14,6
4	81,5	18,5
5,6	78,0	22,0
6,3	77,1	22,9
8	74,3	25,7
10	70,8	29,2
11,2	69,2	30,8
12,5	67,4	32,6
14	65,1	34,9
16	63,1	36,9
20	58,7	41,3
22,4	56,0	44,0
31,5	48,0	52,0
45	38,7	61,3
63	24,0	76,0
90	7,2	92,8
120	0,0	100,0

Norma	UNI EN 13285
Dimensione	0/90
Categoria G	GO
Sopravaglio OC	OC85
Limite fine LF	LF2
Limite fine UF	UF5

—	Granulometria
- - -	UNI EN 13285



Varna, 29.10.2013

**ISB**  
**ISTITUTO TECNOLOGIA MATERIALI**  
**EDILI ALTO ADIGE / SCRI**  
 Via Brennero 38040 Varna (E)  
 Zona Artigianale Nord  
 Part. IVA 0268066021  
 Il tecnico



Institut Südtiroler Baustofftechnologie KGmbH  
Istituto tecnologia materiali edili Alto Adige s.c.r.l.

<b>Analisi granulometrica per setacciatura</b>		Rapporto di prova pag.1/1	
<small>Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Determinazione della distribuzione granulometrica secondo EN 933-1</small>		Commessa n.: 130321	
		Prova n.: 04	
<b>Committente:</b>	Consorzio Brennero 2011	<b>Tipo campione:</b>	Tonalite Tout Venant
<b>Incarico:</b>	Prove di controllo su materiale di scavo	<b>Posto di prelievo:</b>	Mules 3 Tipo B+C
<b>Cantiere/impianto:</b>	Galleria del Brennero BBT - Mules	<b>Data di prelievo</b>	18.10.2013
		<b>Prelievo eseguito da:</b>	Ing. Georg Schiner
		<b>Prelievo secondo:</b>	EN 932-1
<b>Note:</b>	Quantità materiale in esame 79.226 kg	<b>Data di prova:</b>	24.10.2013
		<b>Sperimentatore:</b>	Alex Malfertheiner

**Componenti trattenuti e passanti**

Setacci ISO [mm]	Trattenuto [%]	Passante [%]
0,063	95,6	4,4
0,125	93,8	6,2
0,25	91,4	8,6
0,5	88,1	11,9
1	82,1	17,9
2	78,0	22,0
4	72,5	27,5
5,6	68,6	31,4
6,3	67,6	32,4
8	64,8	35,2
10	62,3	37,7
11,2	61,0	39,0
12,5	59,7	40,3
14	58,5	41,5
16	57,3	42,7
20	53,5	46,5
22,4	50,8	49,2
31,5	44,7	55,3
45	36,5	63,5
63	24,9	75,1
90	8,3	91,7
120	0,0	100,0

Norma **UNI EN 13285**

Dimensione **0/90**

Categoria G **GO**

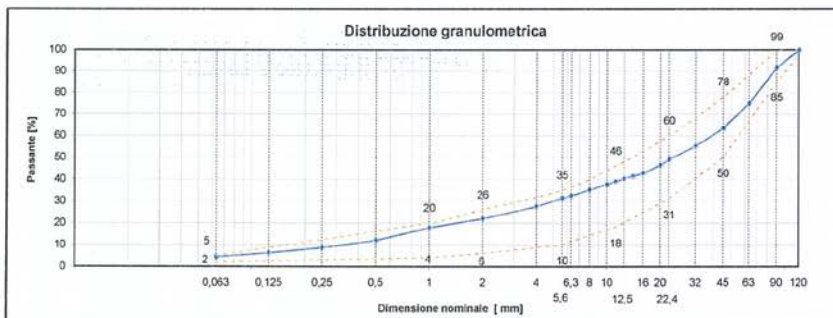
Sopravaglio OC **OC85**

Limite fine LF **LF2**

Limite fine UF **UF5**

Granulometria

UNI EN 13285



Varna, 29.10.2013

**ISB**  
**ISTITUTO TECNOLOGIA MATERIALI**  
**EDILI ALTO ADIGE - SCRL**  
Via Brennero - 39040 Varna (Bz.)  
Zona Artigianale Nord  
Part.-IVA 0268066021c

Il tecnico



Institut Südtiroler Baustofftechnologie KGmbH  
Istituto tecnologia materiali edili Alto Adige s.c.r.l.

<b>Analisi granulometrica per setacciatura</b>		<b>Rapporto di prova pag.1/1</b>	
Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati Determinazione della distribuzione granulometrica secondo EN 933-1		Commessa n.: 130321 Prova n.: 03	
<b>Committente:</b> Consorzio Brennero 2011 <b>Incarico:</b> Prove di controllo su materiale di scavo <b>Cantiere/impianto:</b> Galleria del Brennero BBT - Mules	<b>Tipo campione:</b> Granito Tout Venant <b>Posto di prelievo:</b> Mules 3 Tipo A <b>Data di prelievo:</b> 18.10.2013 <b>Prelievo eseguito da:</b> Ing. Georg Schiner <b>Prelievo secondo:</b> EN 932-1		
<b>Note:</b> Quantità materiale in esame 82.012 kg	<b>Data di prova:</b> 24.10.2013 <b>Sperimentatore:</b> Alex Malfertheiner		

**Componenti trattenuti e passanti**

Setacci ISO [mm]	Trattenuto [%]	Passante [%]
0,063	97,6	2,4
0,125	96,4	3,6
0,25	94,6	5,4
0,5	92,1	7,9
1	88,9	11,1
2	84,4	15,6
4	79,5	20,5
5,6	75,0	25,0
6,3	73,9	26,1
8	70,6	29,4
10	67,8	32,2
11,2	66,4	33,6
12,5	64,9	35,1
14	63,1	36,9
16	61,8	38,2
20	58,7	41,3
22,4	56,2	43,8
31,5	47,9	52,1
45	37,2	62,8
63	24,7	75,3
90	9,6	90,4
120	0,0	100,0

Norma **UNI EN 13285**

Dimensione **0/90**

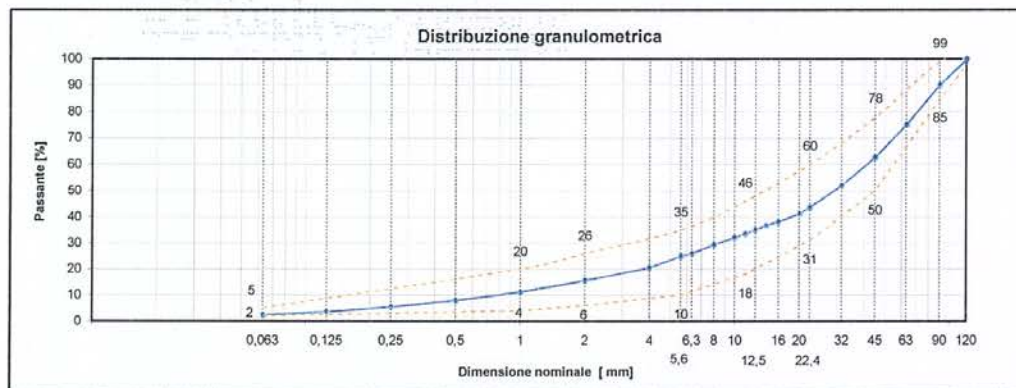
Categoria G **GO**

Sopravaglio OC **OC85**

Limite fine LF **LF2**

Limite fine UF **UF5**

	Granulometria
	UNI EN 13285



Varna, 29.10.2013

**ISB**  
**ISTITUTO TECNOLOGIA MATERIALI**  
**EDILI ALTO ADIGE / SCRL**  
 Brennero - 39040 Varna (BZ)  
 Zona Artigianale Nord  
 Part. IVA: 02680660210

Il tecnico

## ANHANG 4 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN UNTERSUCHTEN SCHNITT 6

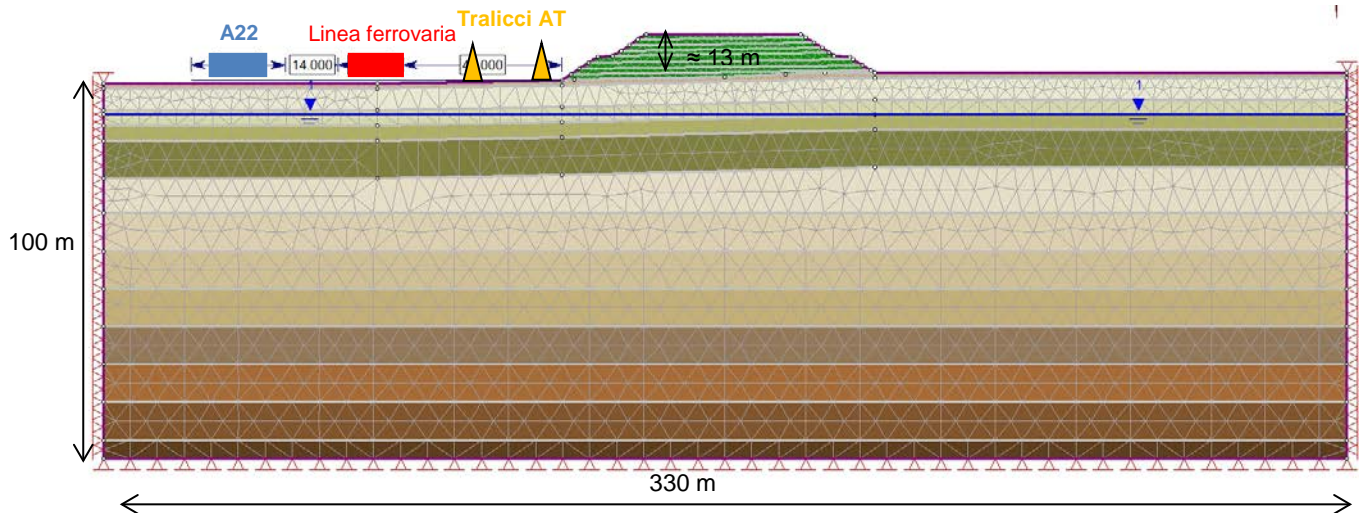
Nachfolgend werden die Input-Daten und Ergebnisse aus den FEM-Analysen mittels der Software Phase 2 Vers. 8 für die Bemessung des Schnittes mit maximaler Höhe während der Baustellenphase angeführt.

## APPENDICE 4 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 6

Nel seguito si riportano i dati di input e i risultati ottenuti mediante il software agli elementi finiti Phase 2 vs 8 per il dimensionamento della sezione con configurazione massima in fase di cantiere.

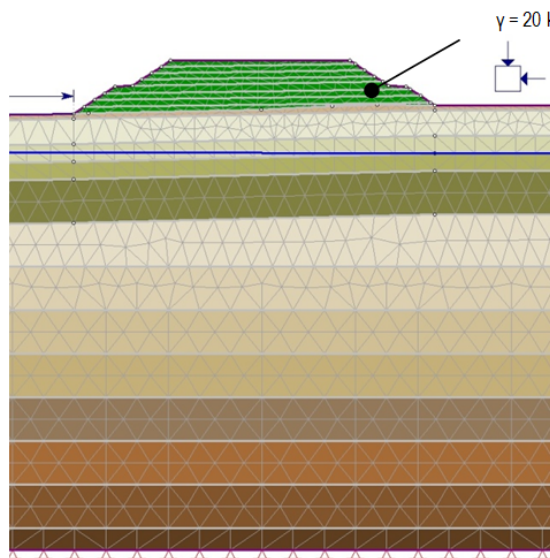
### GEOMETRIE DES NUMERISCHEN MODELLS

### A4.1 GEOMETRIA MODELLO NUMERICO



### A4.2 GEOTECHNISCHE KENNGRÖSSEN

### A4.2 PARAMETRI GEOTECNICI

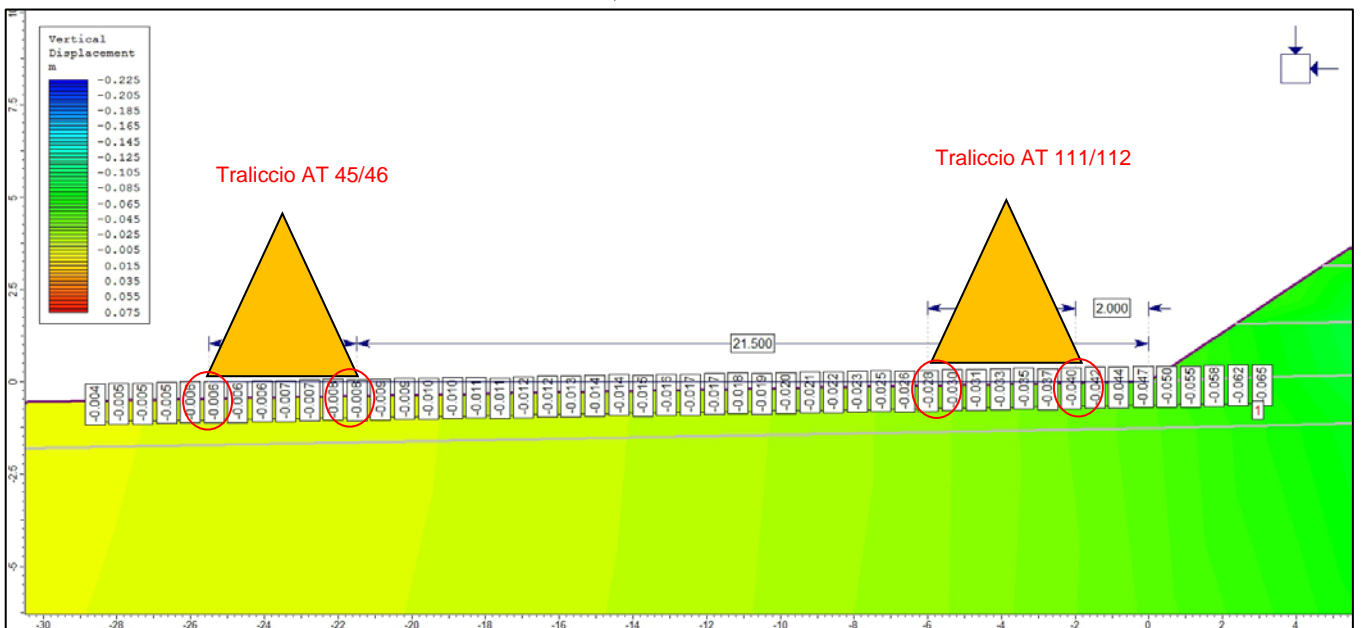
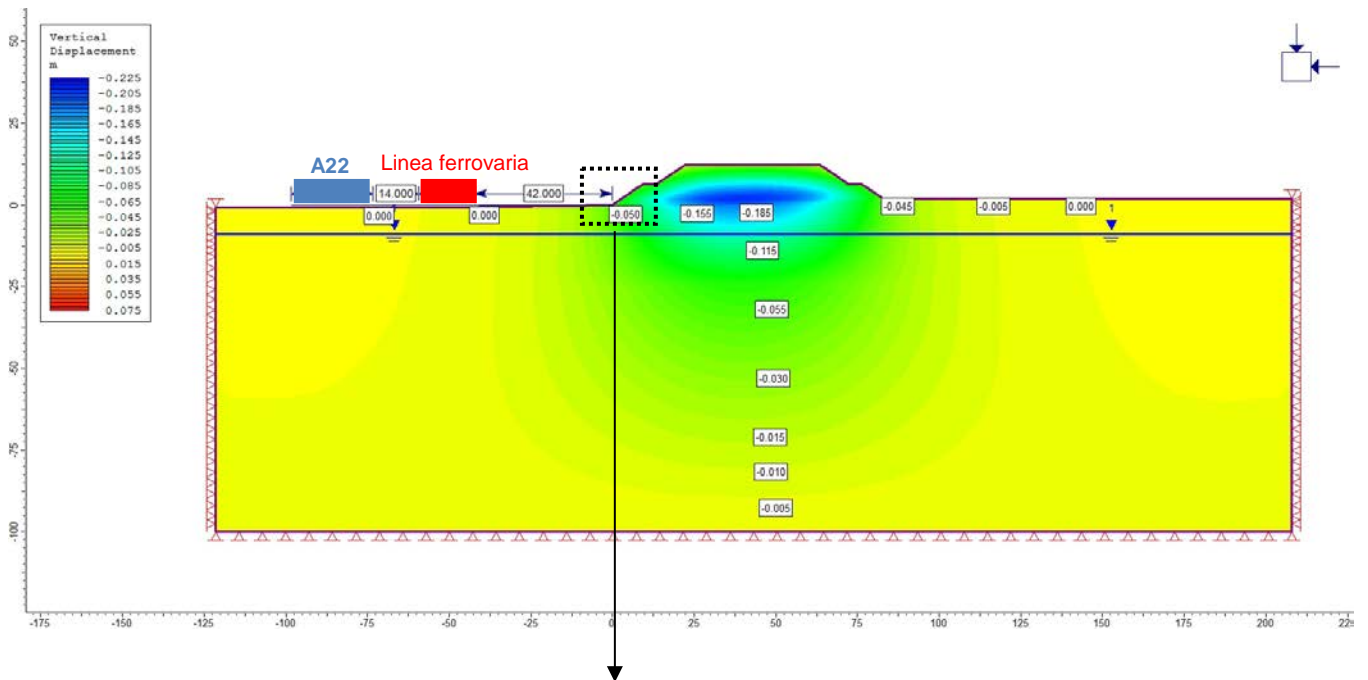


$\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 30 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 33^\circ$ ;  $\nu = 0.3$

- ①  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 10 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 33^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 1.25 \text{ m}$
- ②  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 30 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 39^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 5.75 \text{ m}$
- ③  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 25 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 36^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 4.00 \text{ m}$
- ④  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 40 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 4.00 \text{ m}$
- ⑤  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 40 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑥  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 120 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑦  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 131 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑧  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 141 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑨  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 150 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑩  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 158 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑪  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 166 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑫  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 172 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$
- ⑬  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^2$ ;  $E = 180 \text{ MPa}$ ;  $\phi'_{k,p} = \phi'_{k,r} = 41^\circ$ ;  $\nu = 0.3$ ;  $H = 10.00 \text{ m}$

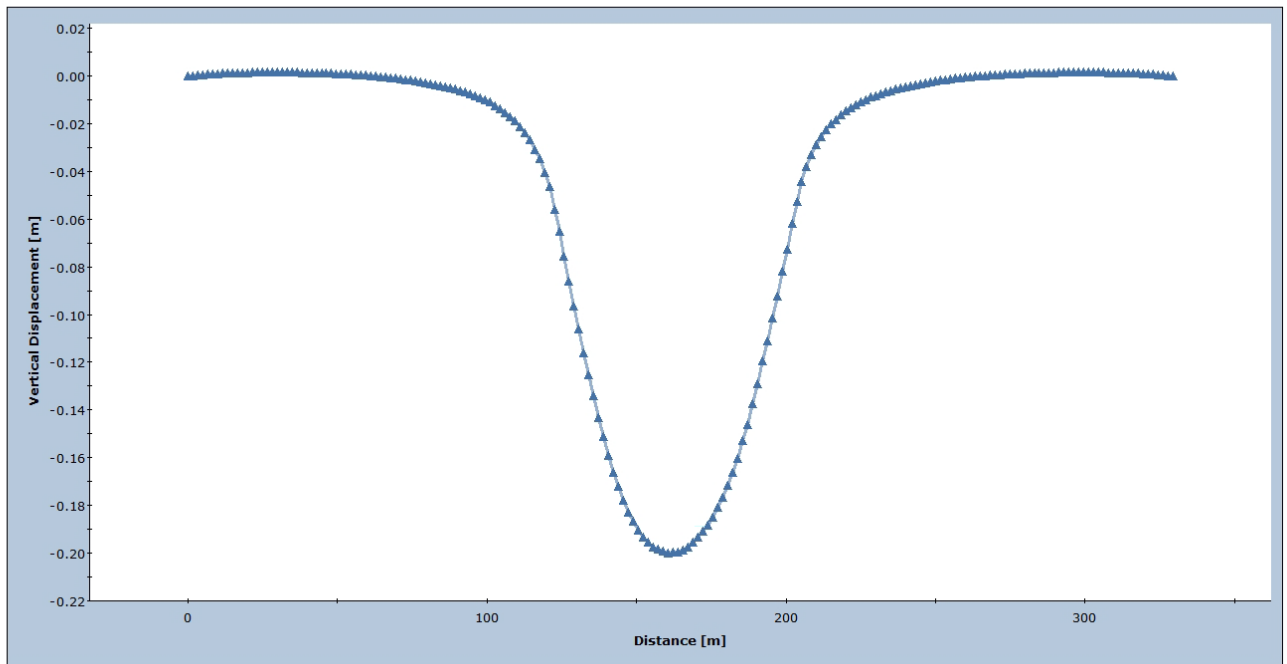
**A4.3 ERGEBNISSE DER ANALYSE OHNE A4.3 RISULTATI ANALISI IN ASSENZA AZIONE SISMICA ERDBEBENEINWIRKUNG**

**A4.3.1 VERTIKALE VERFORMUNGEN IN DER A4.3.1 DEFORMAZIONI VERTICALI FASE FINALE [m] ENDPHASE [m]**

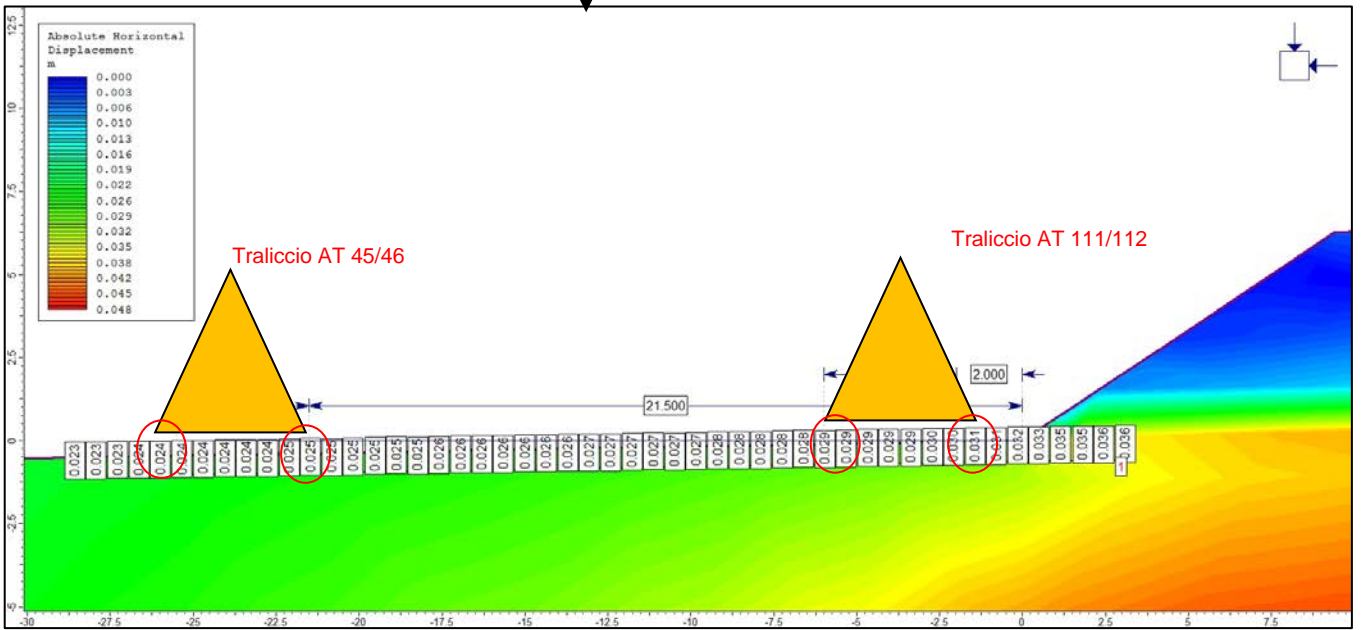
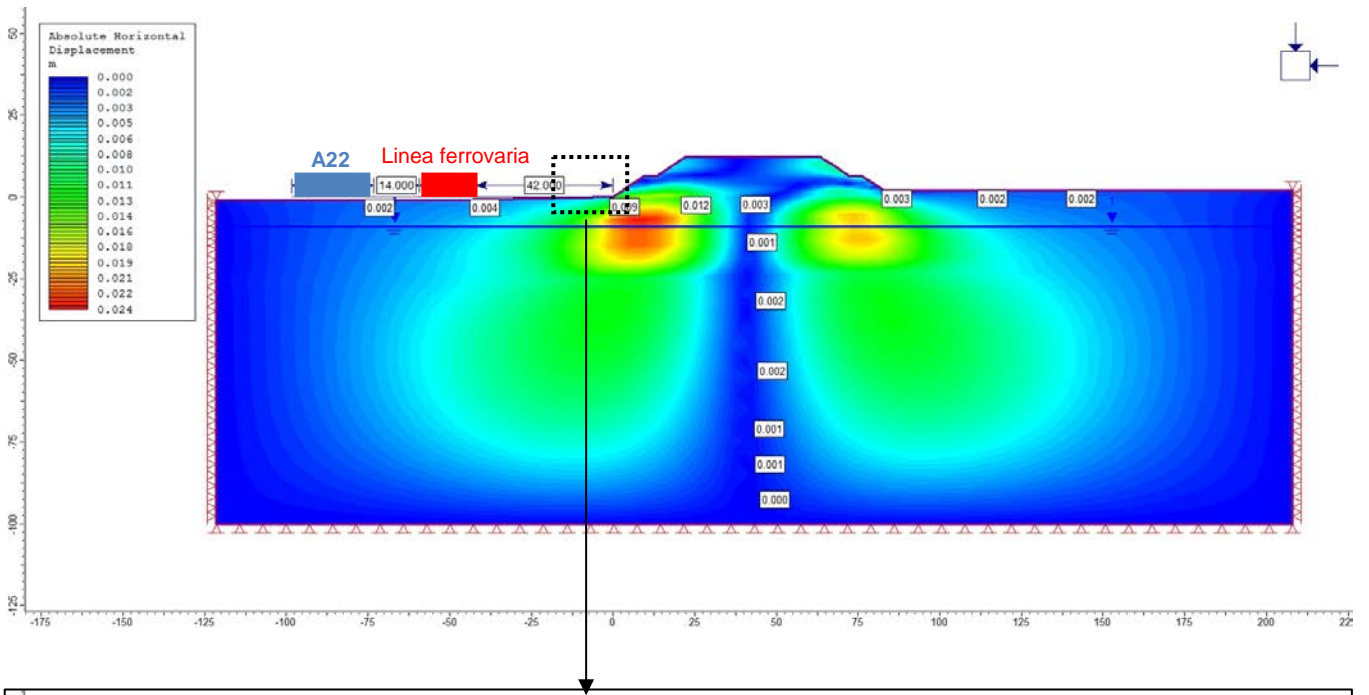




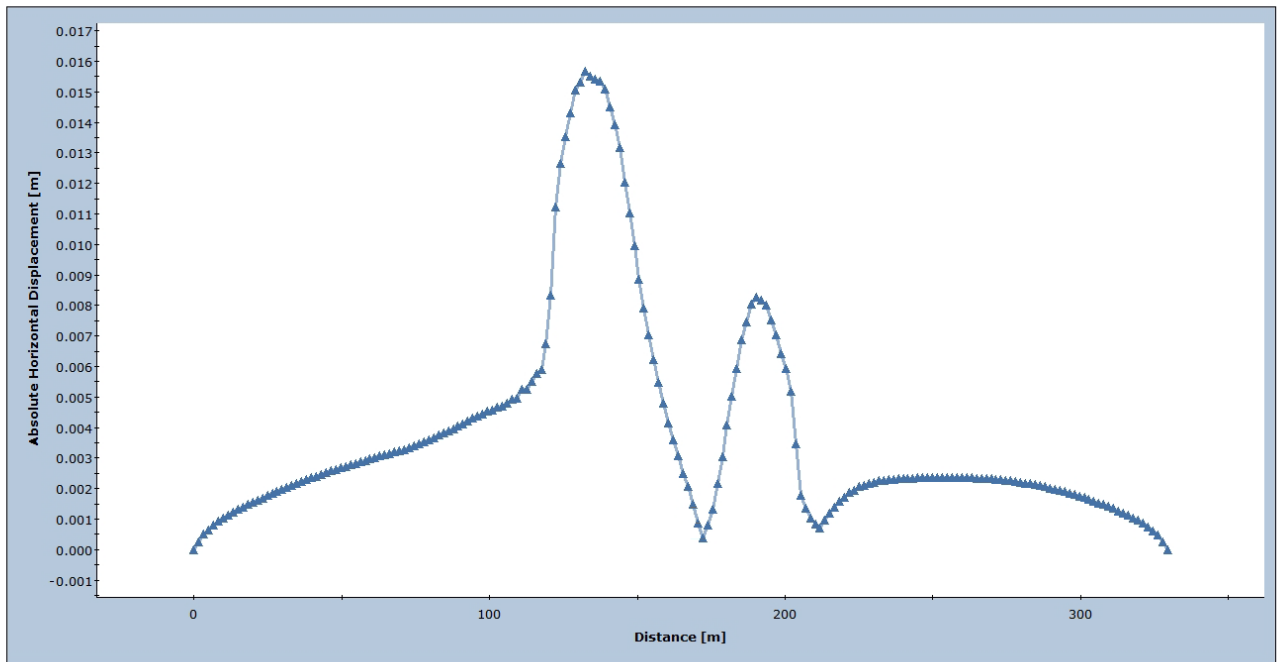
### Vertical Displacement



A4.3.2 HORIZONTAL VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m]      A4.3.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI FASE FINALE [m]

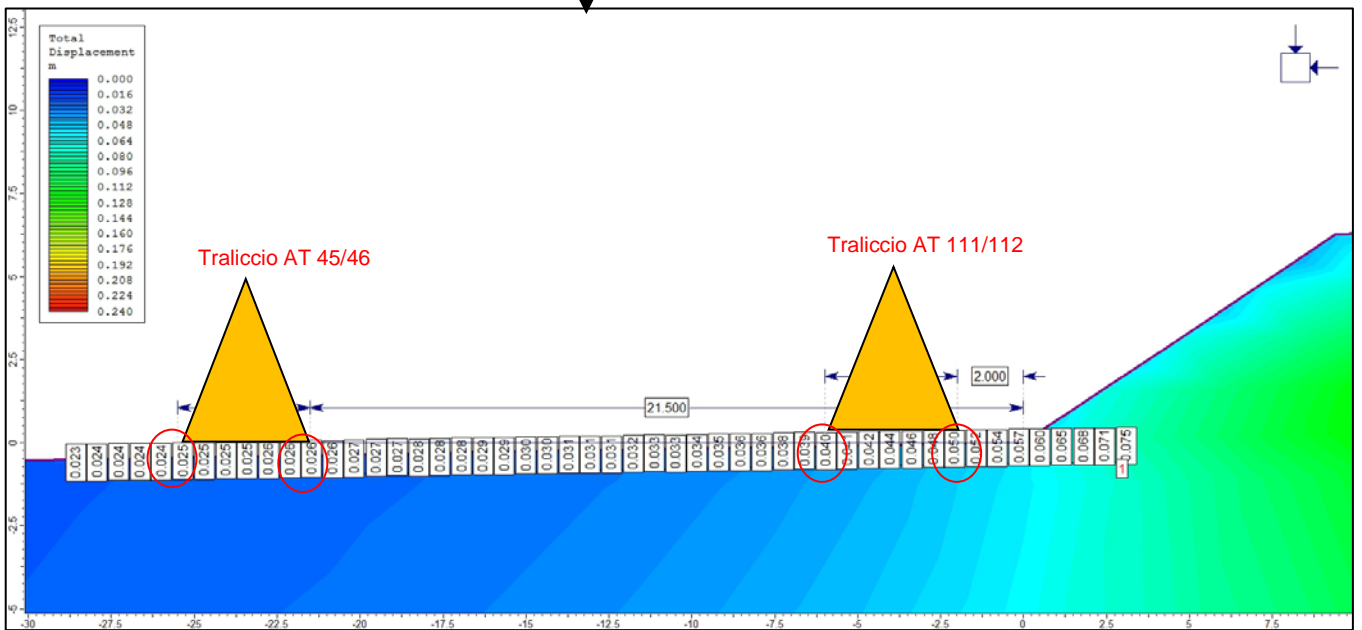
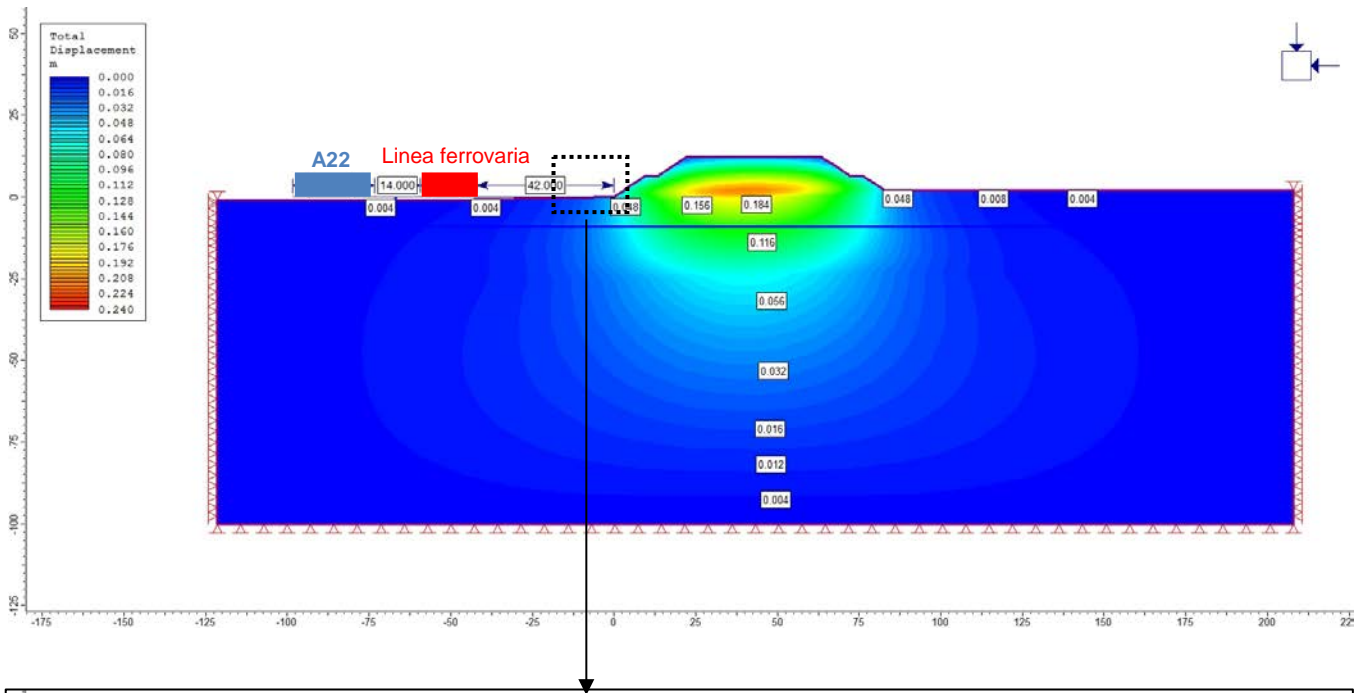


### Absolute Horizontal Displacement

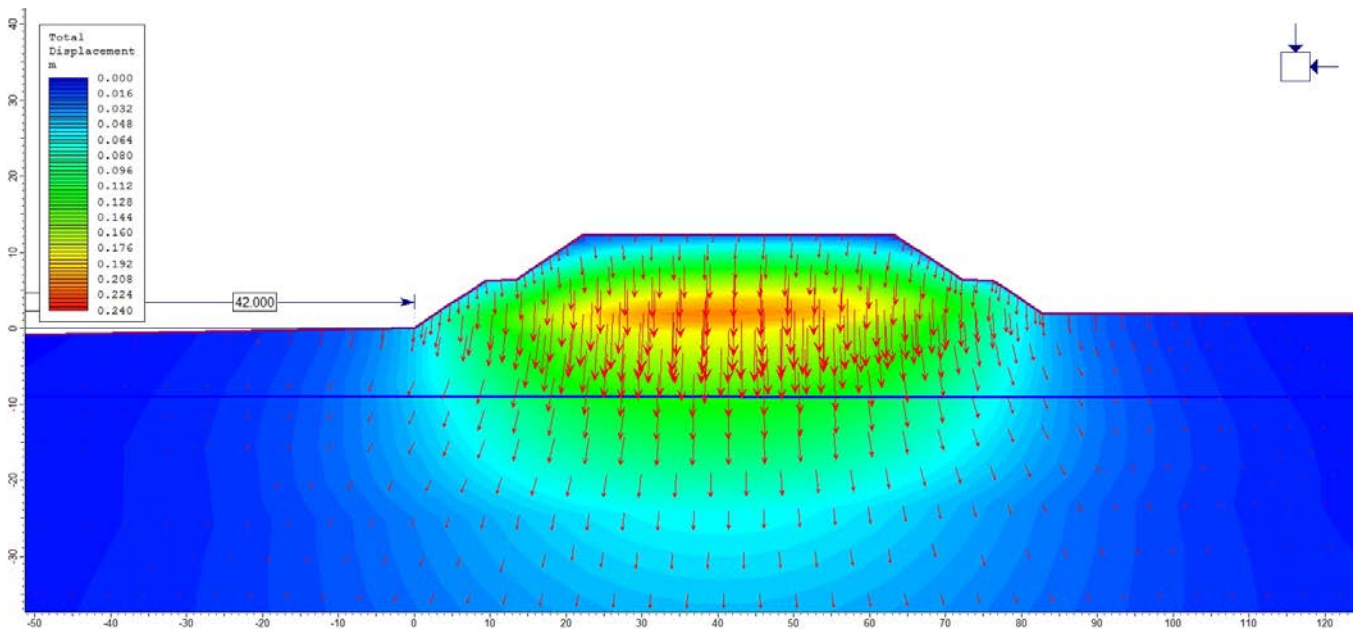
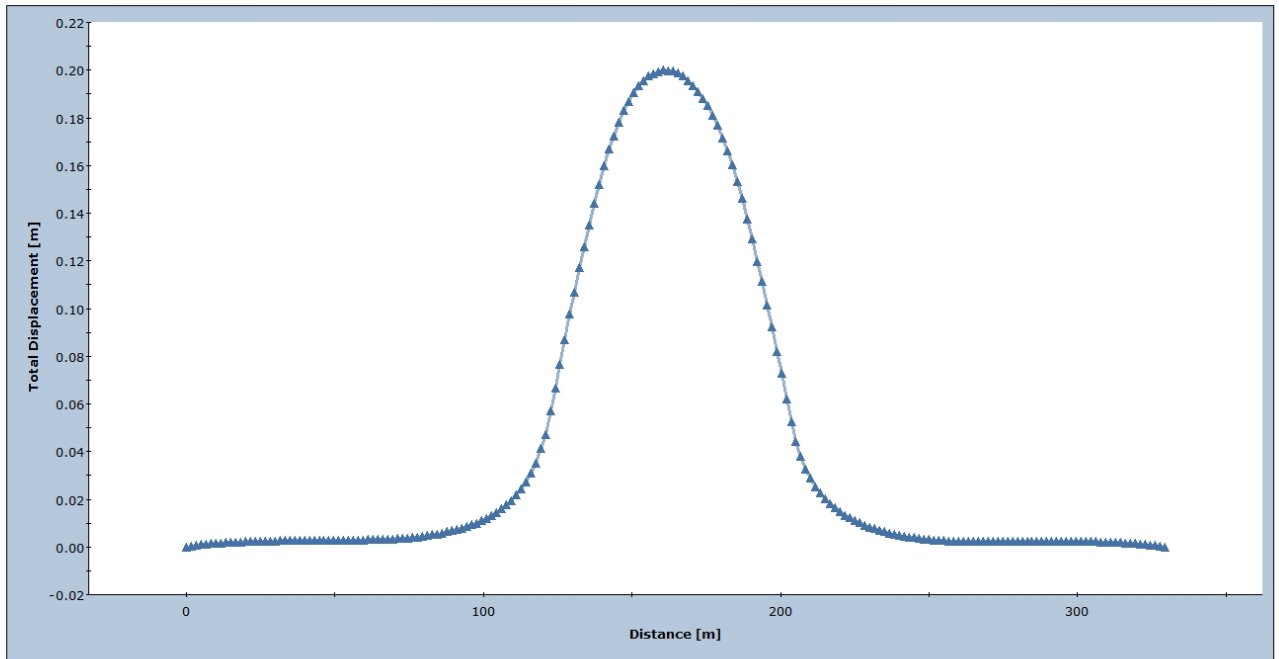


A4.3.3 GESAMTVERVERMUNGEN IN DER ENDPHASE A4.3.3 DEFORMAZIONI TOTALI FASE FINALE [m]

[m]

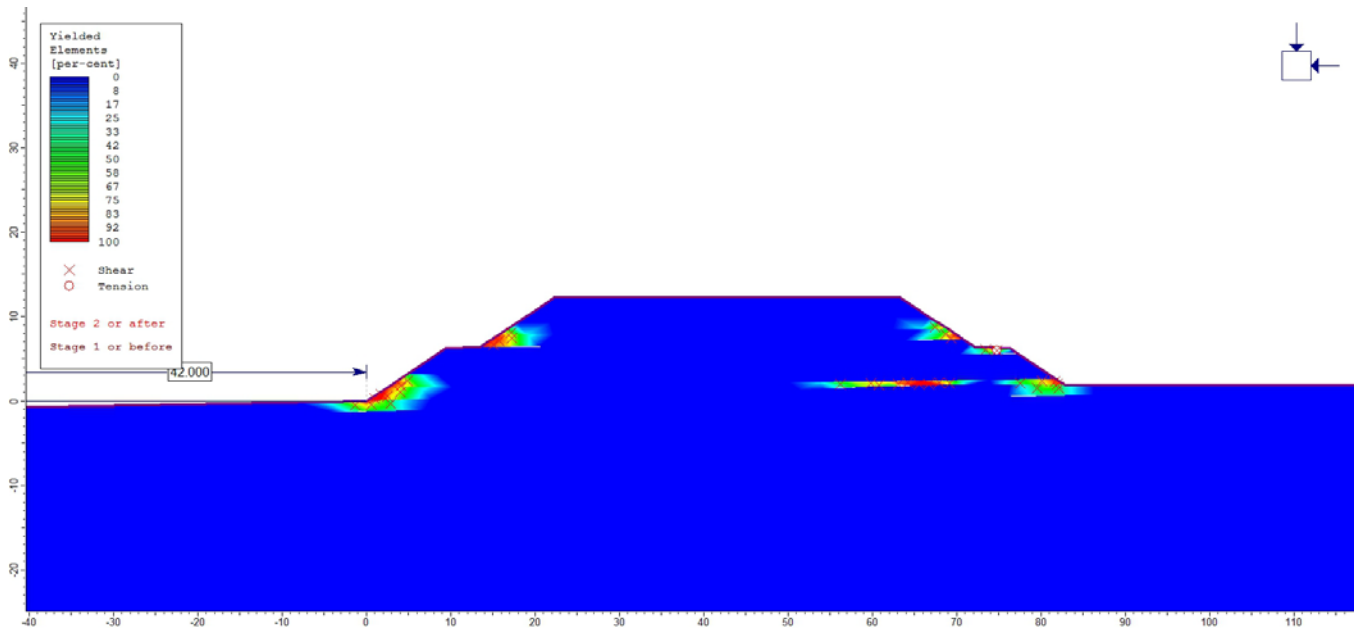


### Total Displacement



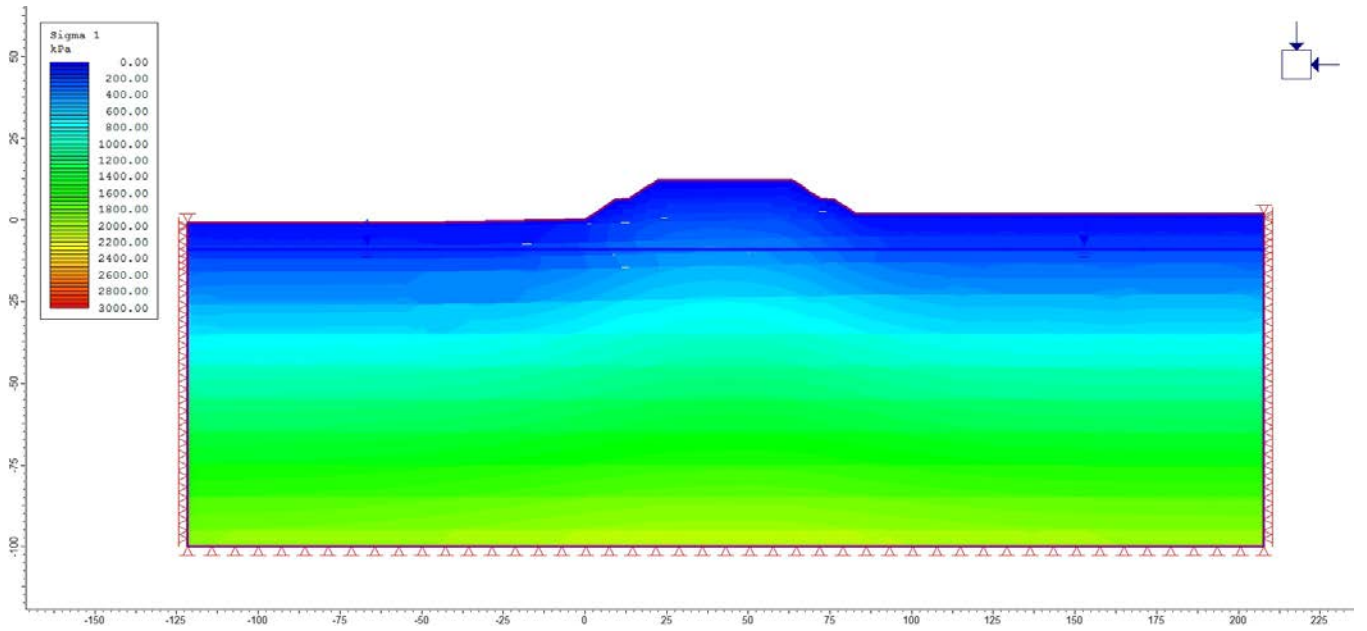
A4.3.4 PLASTIFIZIERUNGEN

A4.3.4 PLASTICIZZAZIONI



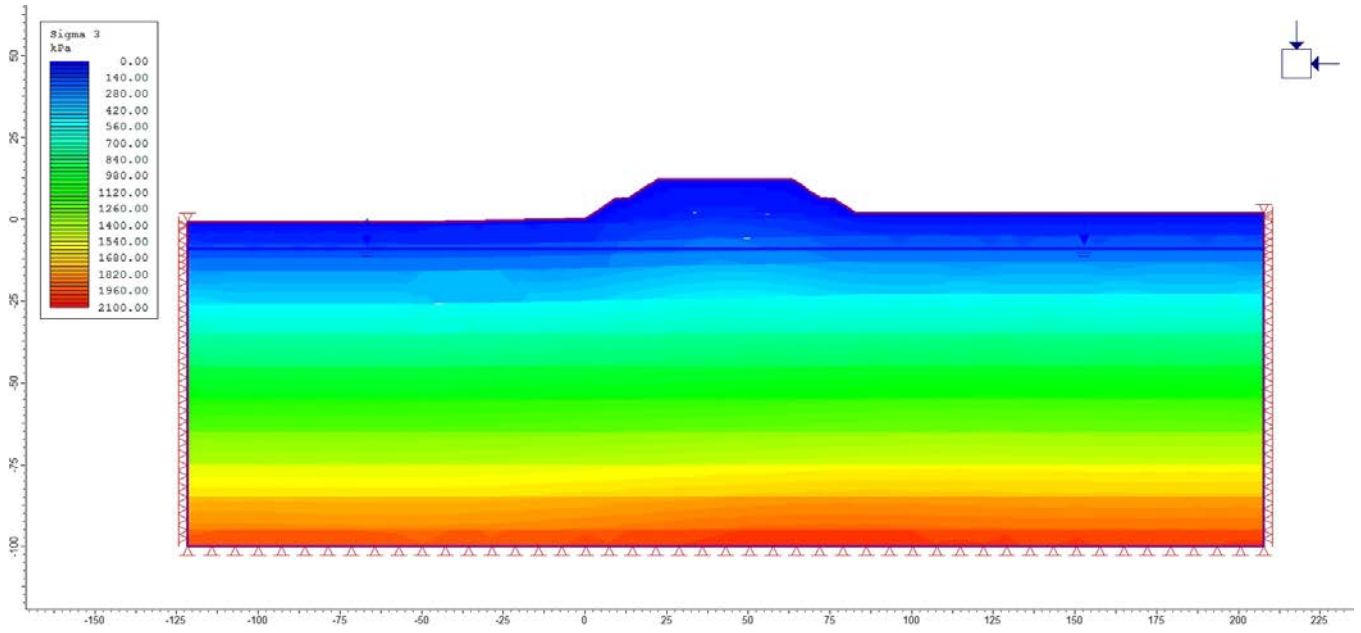
A4.3.5 SPANNUNGEN  $\sigma_1$  [kPa]

A4.3.5 TENSIONI  $\sigma_1$  [kPa]



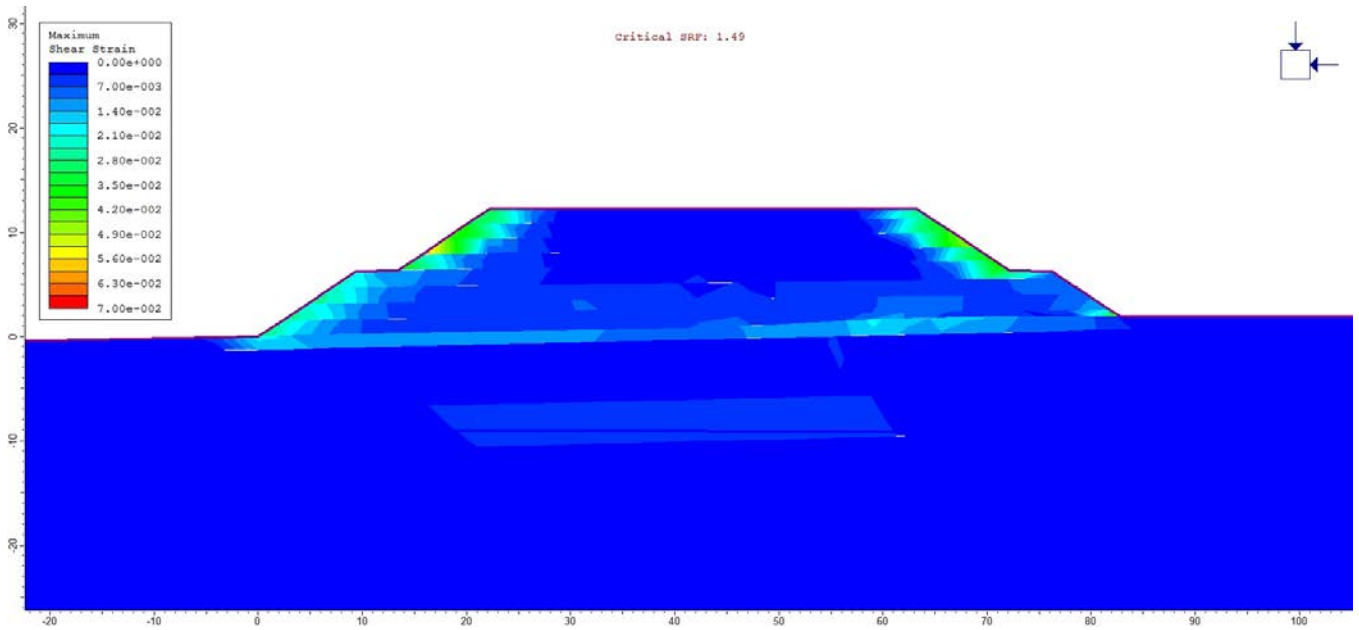
A4.3.6 SPANNUNGEN  $\sigma_3$  [kPa]

A4.3.6 TENSIONI  $\sigma_3$  [kPa]



A4.3.7 GESAMTSTANDSICHERHEITSNACHWEIS (shear strength reduction Methode[42])

A4.3.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE (metodo shear strength reduction [42])

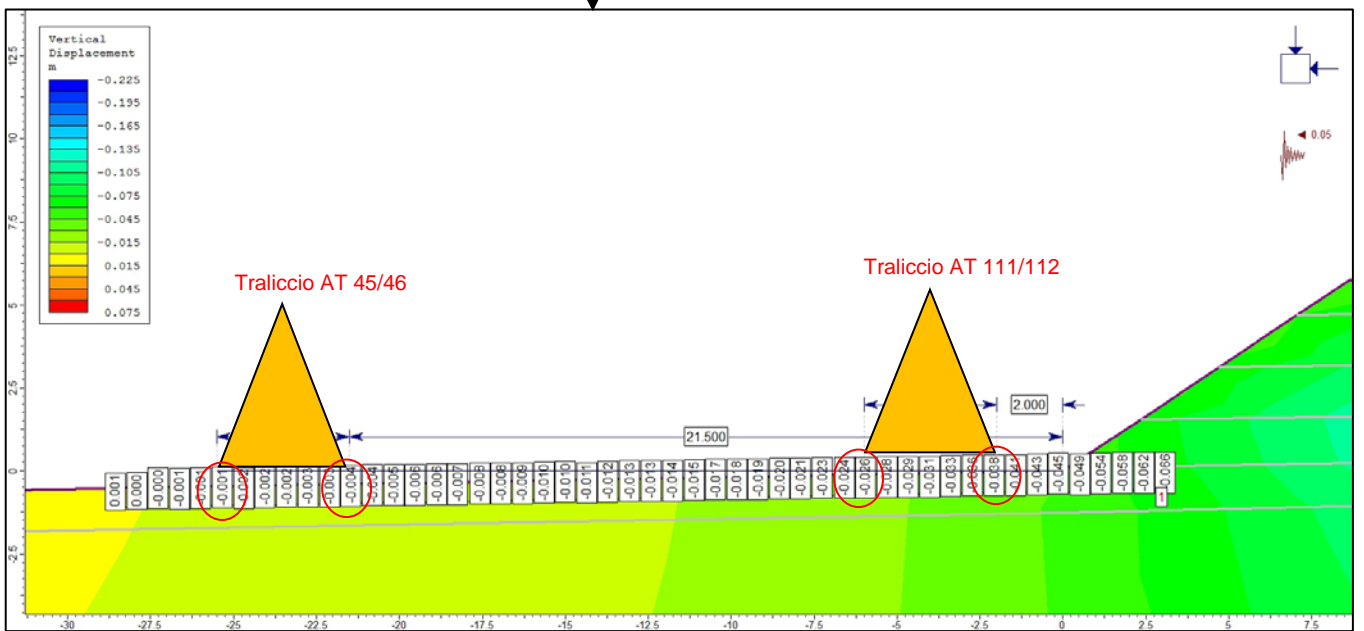
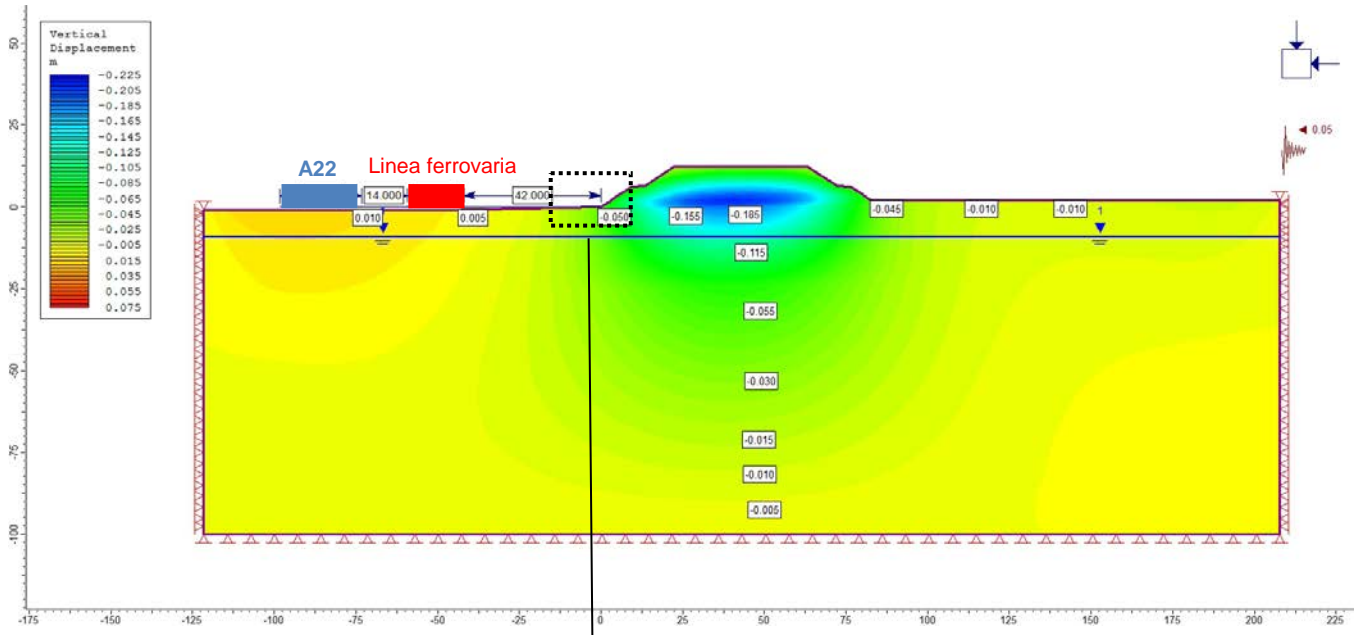


A4.4 ERGEBNISSE DER ANALYSE MIT ERDBEBEN

A4.4 RISULTATI ANALISI IN PRESENZA DEL SISMA

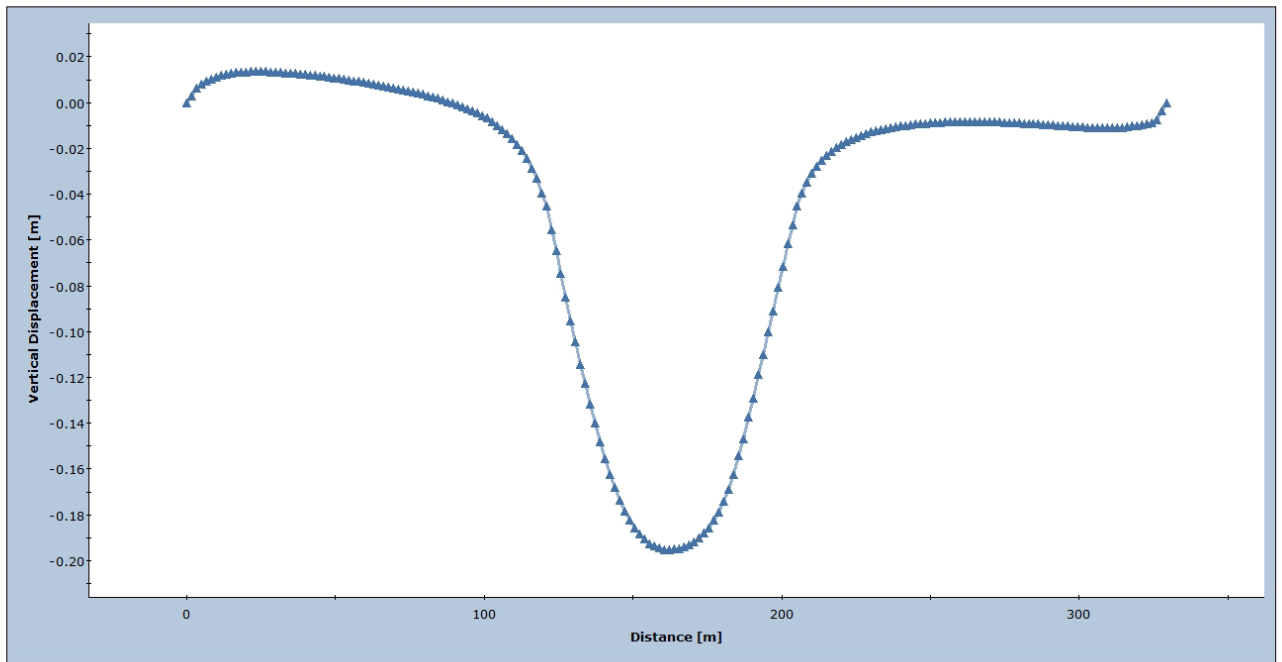
A4.4.1 VERTIKALE VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m]

A4.4.1 DEFORMAZIONI VERTICALI FASE FINALE [m]

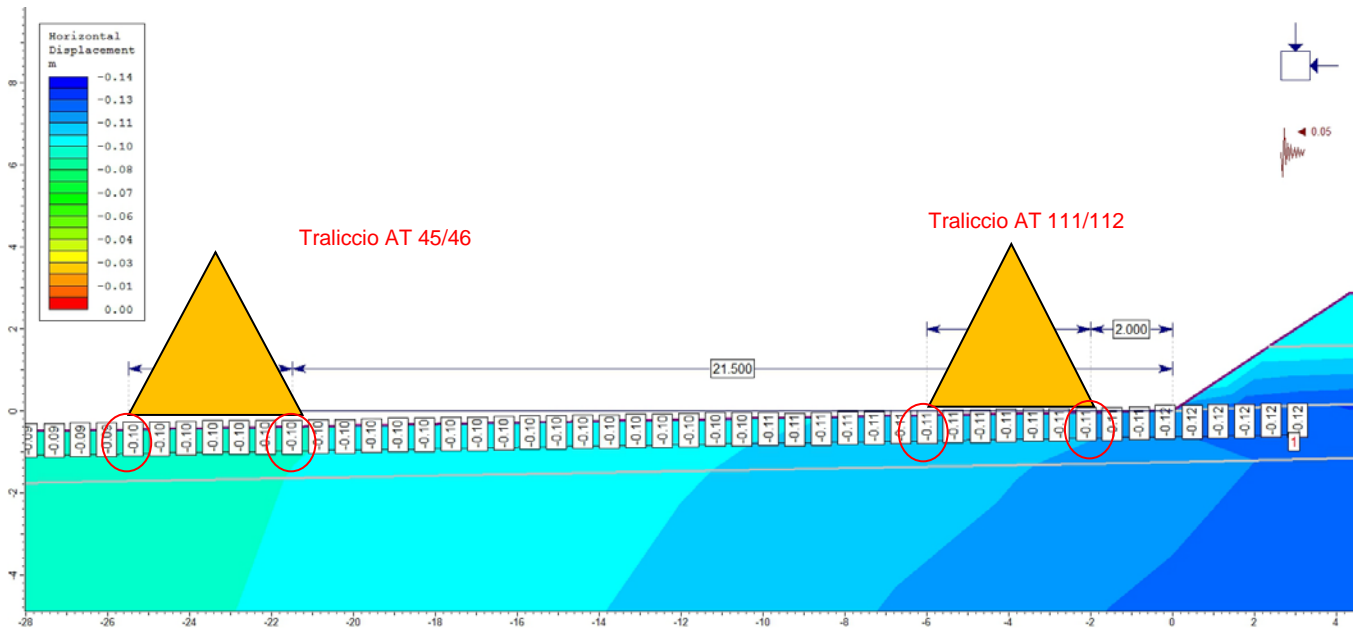
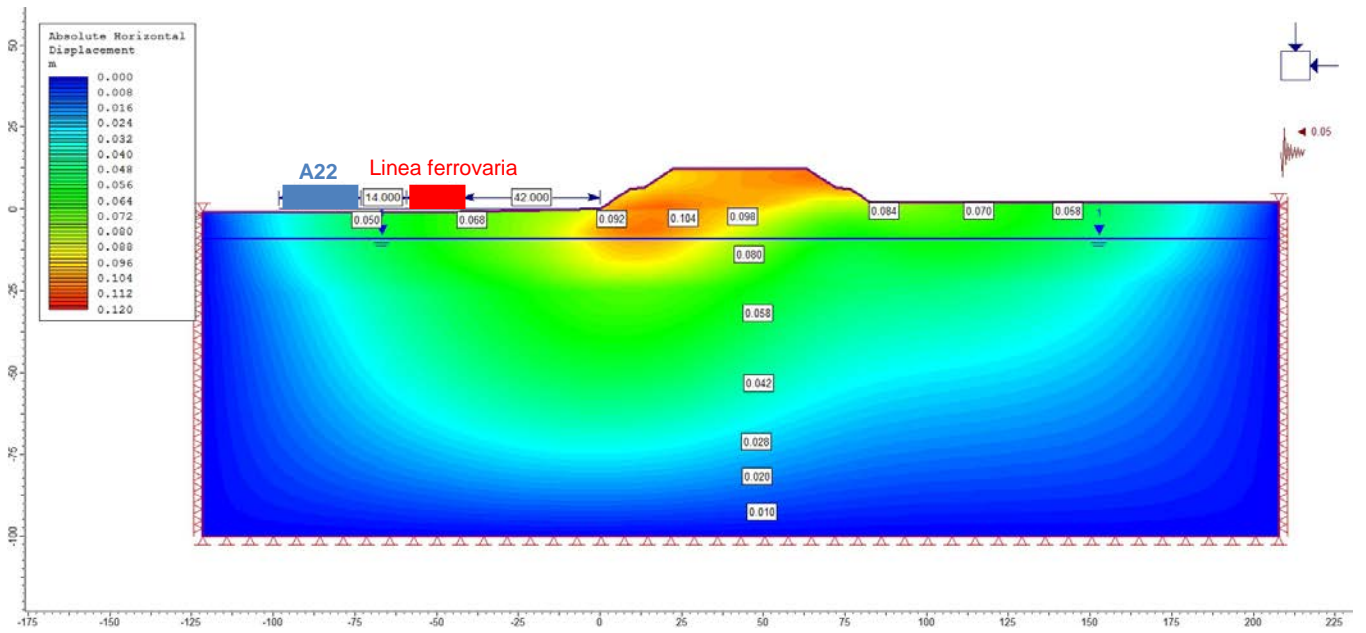




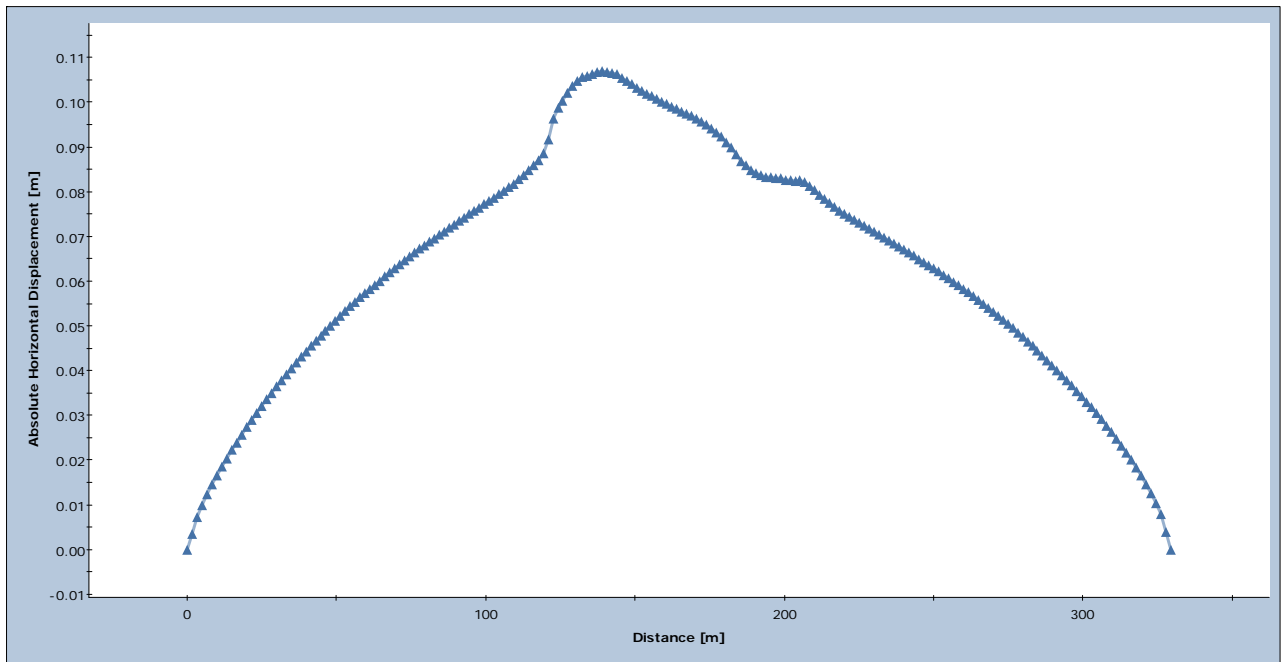
### Vertical Displacement



A4.4.2 HORIZONTALE VERFORMUNGEN IN DER A4.4.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI FASE FINALE [m]  
 ENDPHASE [m]

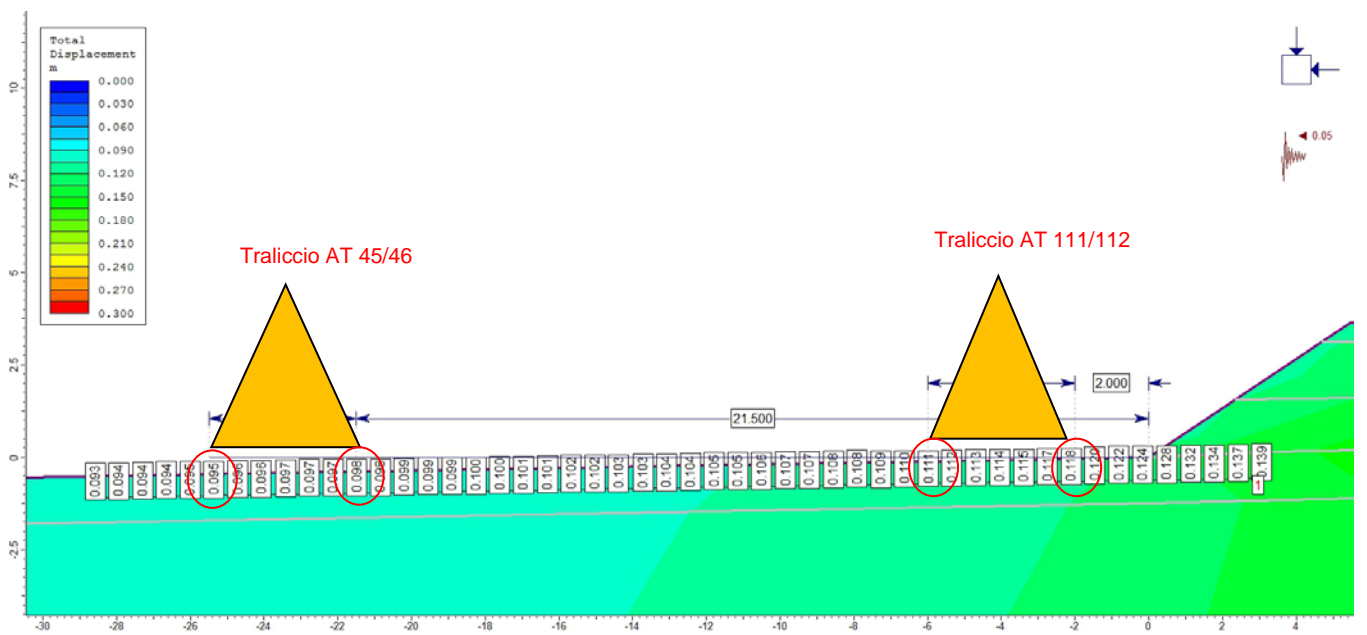
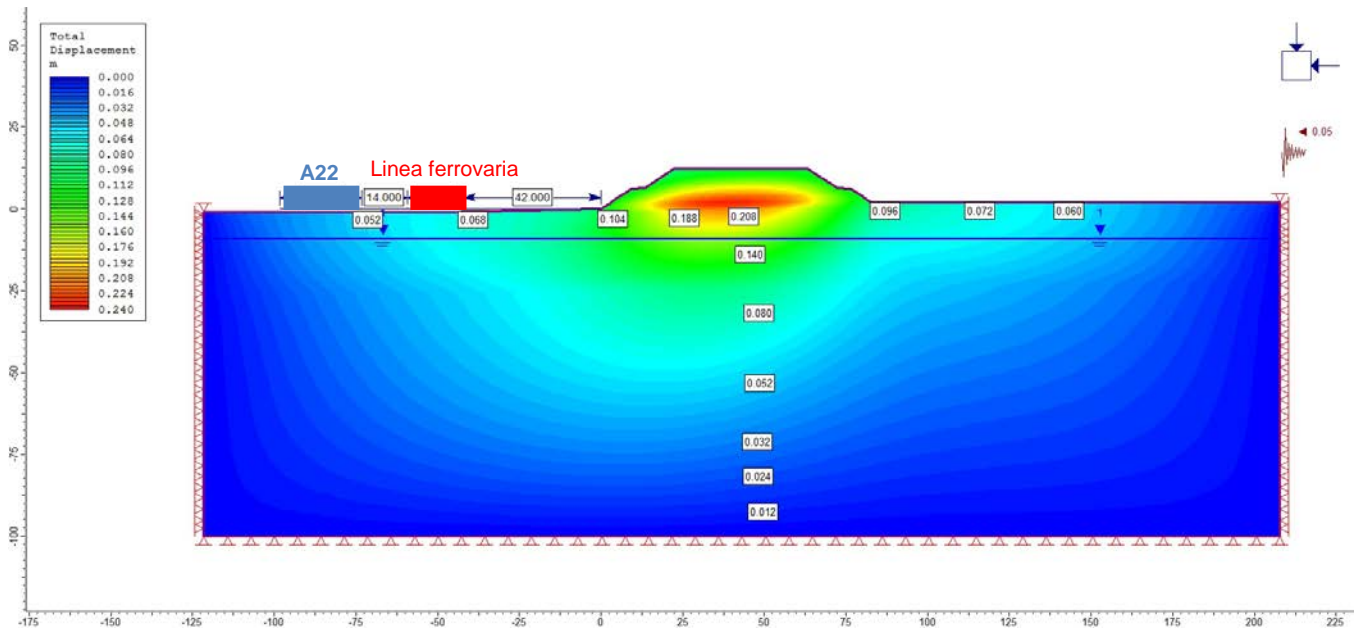


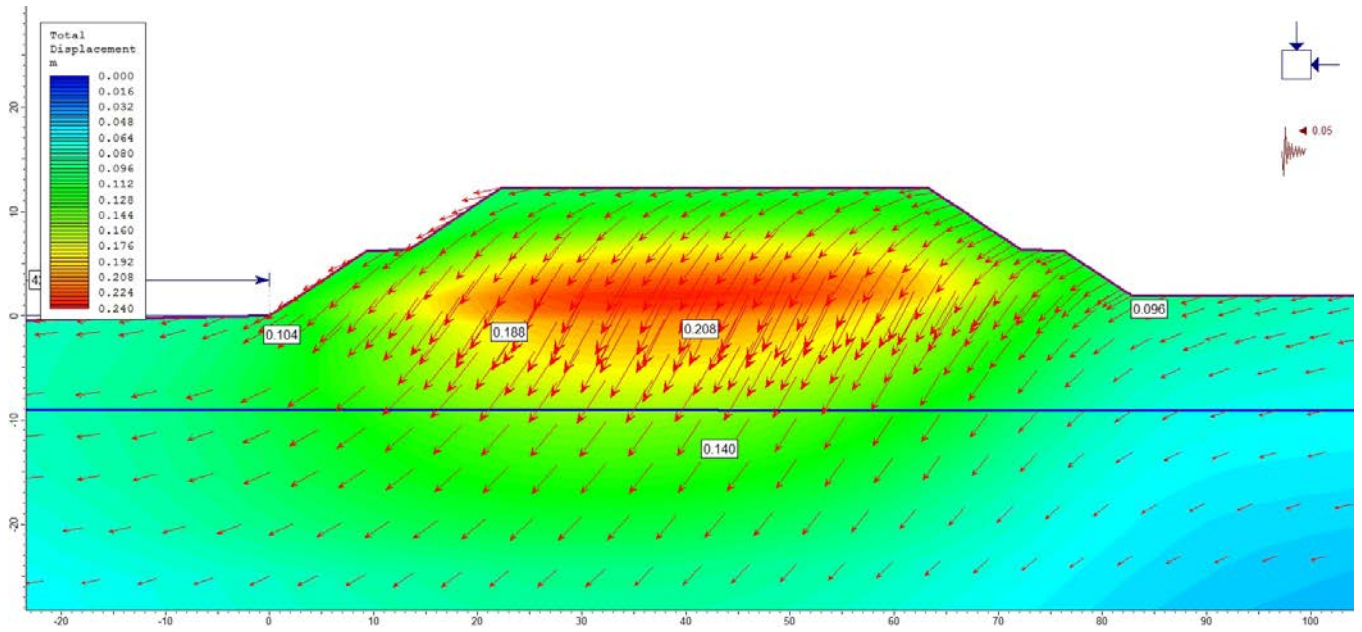
### Absolute Horizontal Displacement



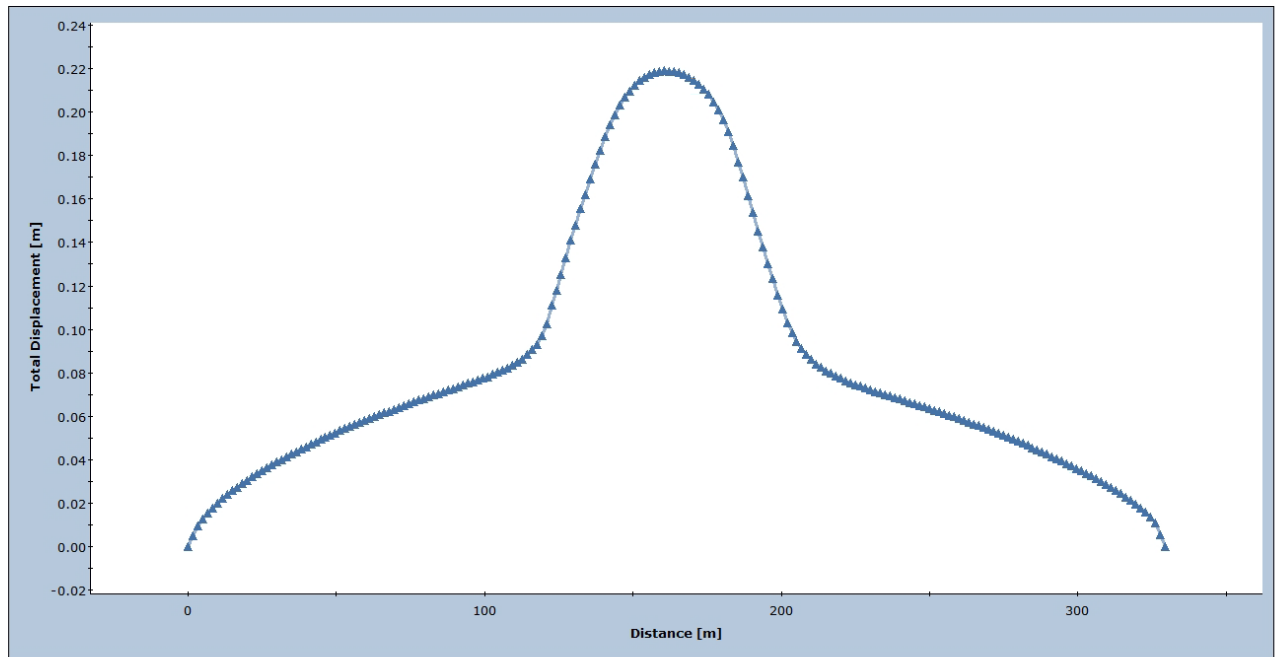
A4.4.3 GESAMTVERVERMUNGEN IN DER ENDPHASE A4.4.3 DEFORMAZIONI TOTALI FASE FINALE [m]

[m]



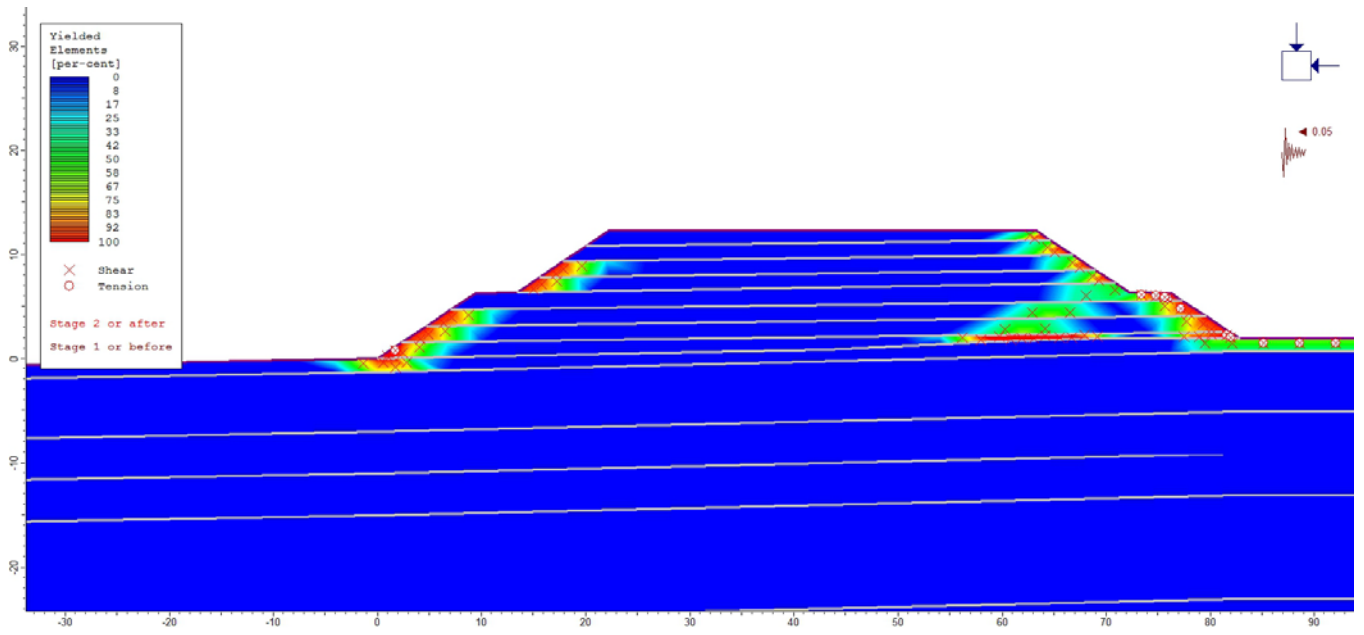


**Total Displacement**



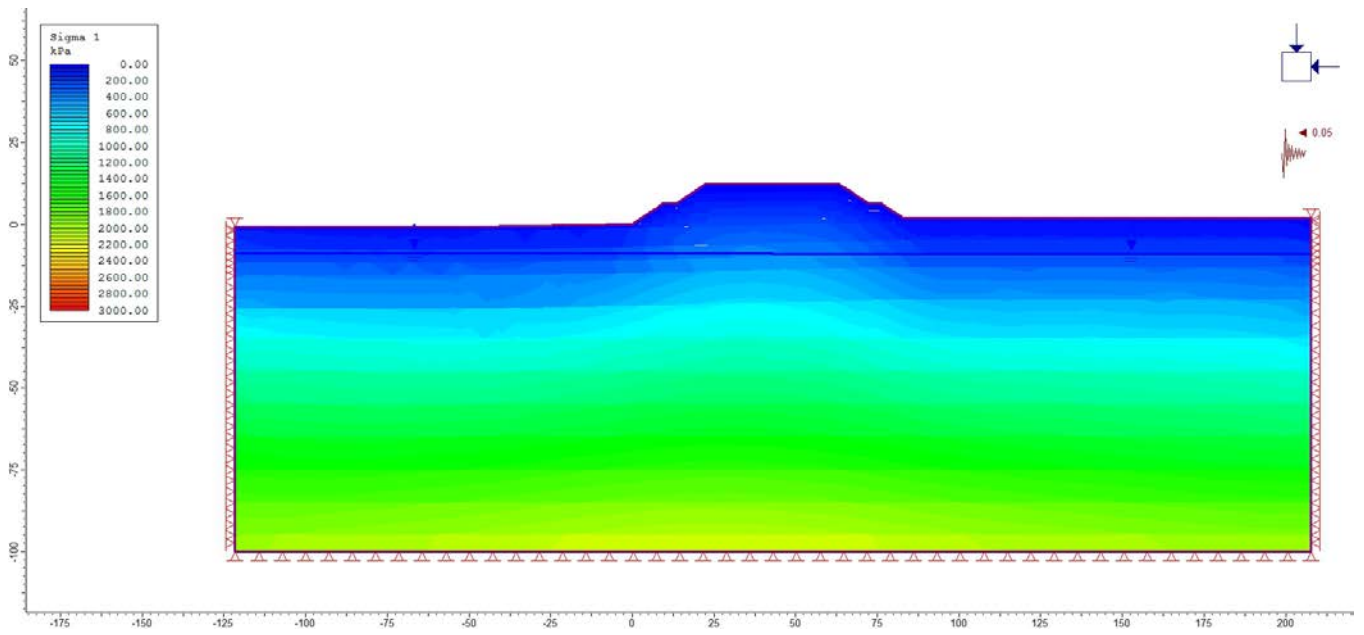
A4.4.4 PLASTIFIZIERUNGEN

A4.4.4 PLASTICIZZAZIONI



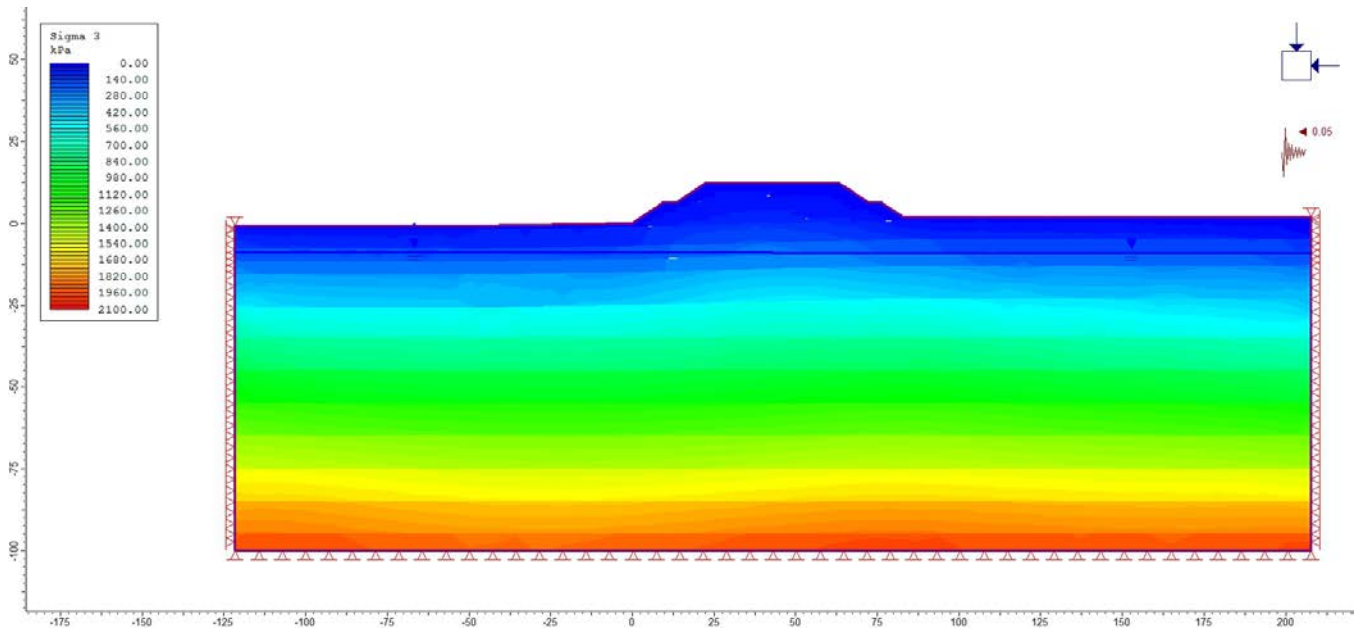
A4.4.5 SPANNUNGEN  $\sigma_1$  [kPa]

A4.4.5 TENSIONI  $\sigma_1$  [kPa]



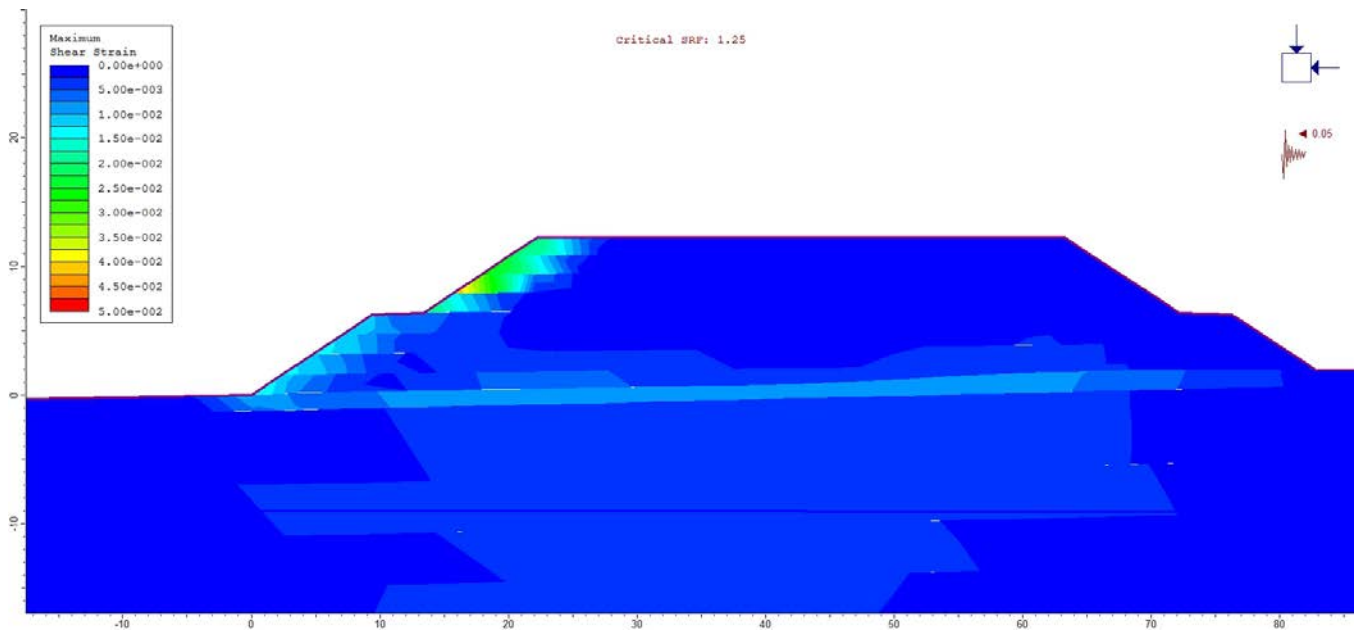
A4.4.6 SPANNUNGEN  $\sigma_3$  [kPa]

A4.4.6 TENSIONI  $\sigma_3$  [kPa]



A4.4.7 GESAMTSTANDSICHERHEITSNACHWEIS (shear strength reduction Methode[42])

A4.4.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE (metodo shear strength reduction [42])

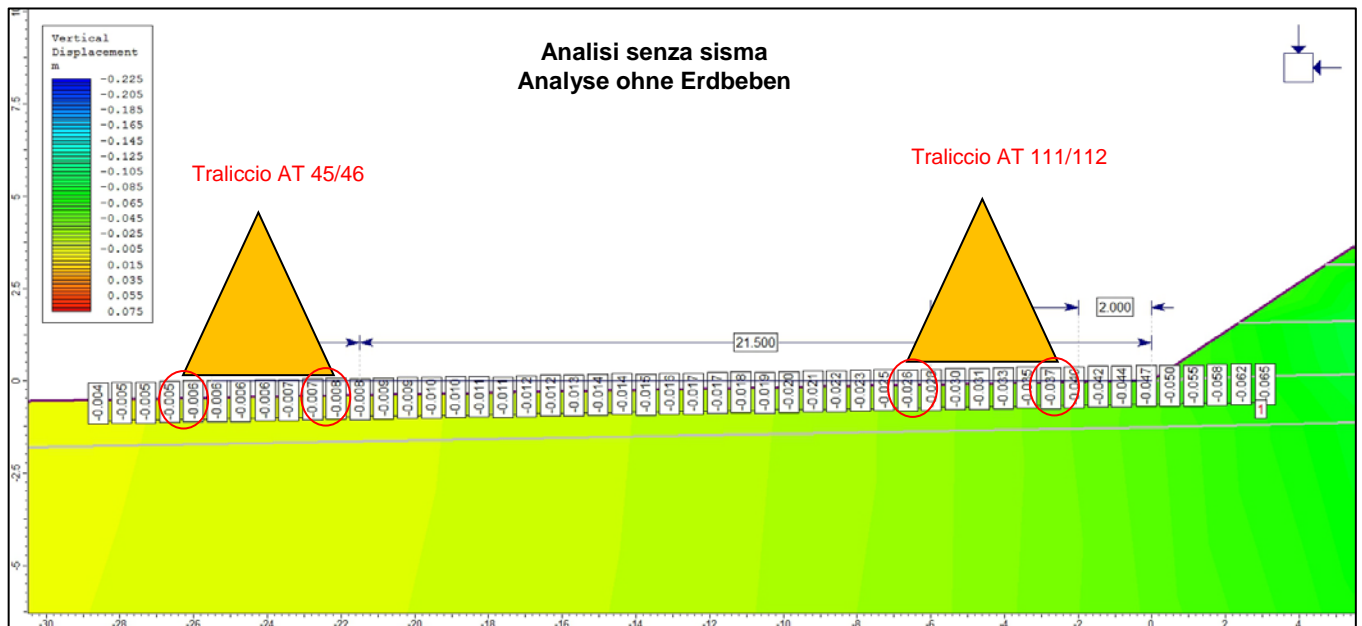
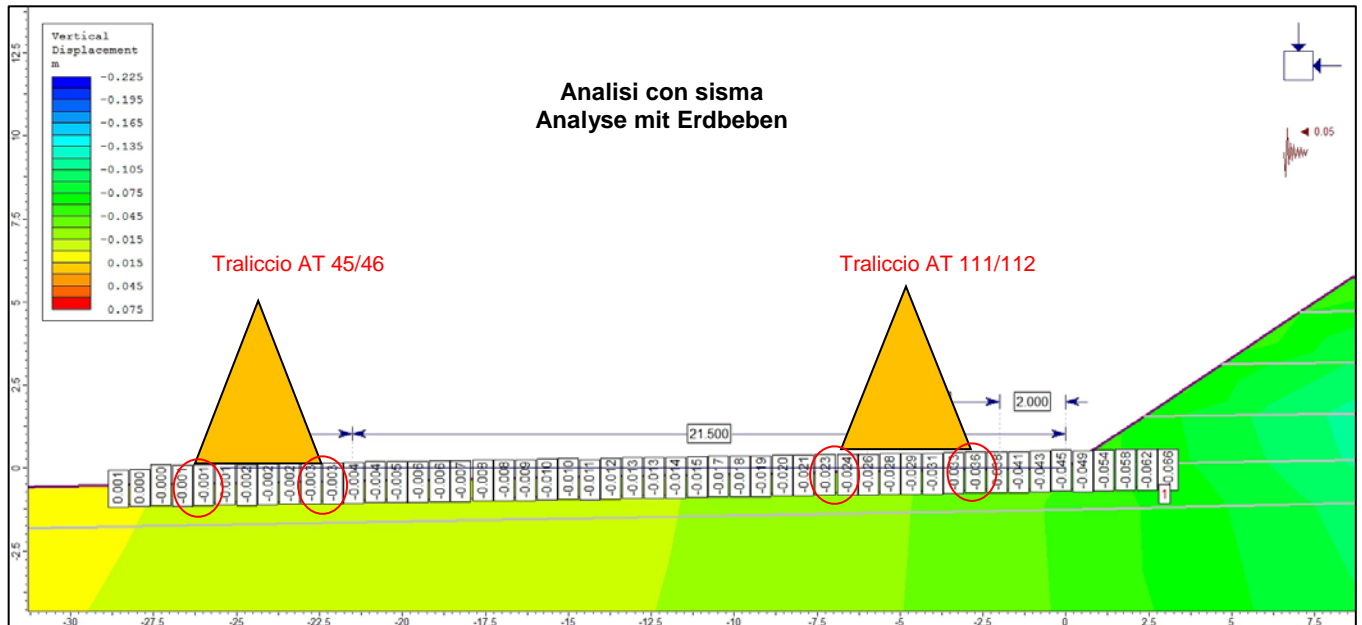


#### A4.5 BEWERTUNG DER RISIKOKATEGORIE NACH RANKIN (1988)

Laut der Klassifizierung von Rankin (1988) [56] gibt es 4 Risikokategorien, bei denen zwei einen ästhetischen Schaden (Klassen 1 und 2), eine einen funktionellen Schaden (Klasse 3) und eine einen statischen Schaden (Klasse 4) beschreiben.

#### A4.5 VALUTAZIONE CATEGORIA DI RISCHIO SECONDO RANKIN (1988)

Secondo la classificazione proposta da Rankin (1988) [56] Tale classificazione prevede 4 categorie di rischio, di cui due legate al danno estetico (classi 1 e 2), una al danno funzionale (classe 3) e una al danno strutturale (classe 4).



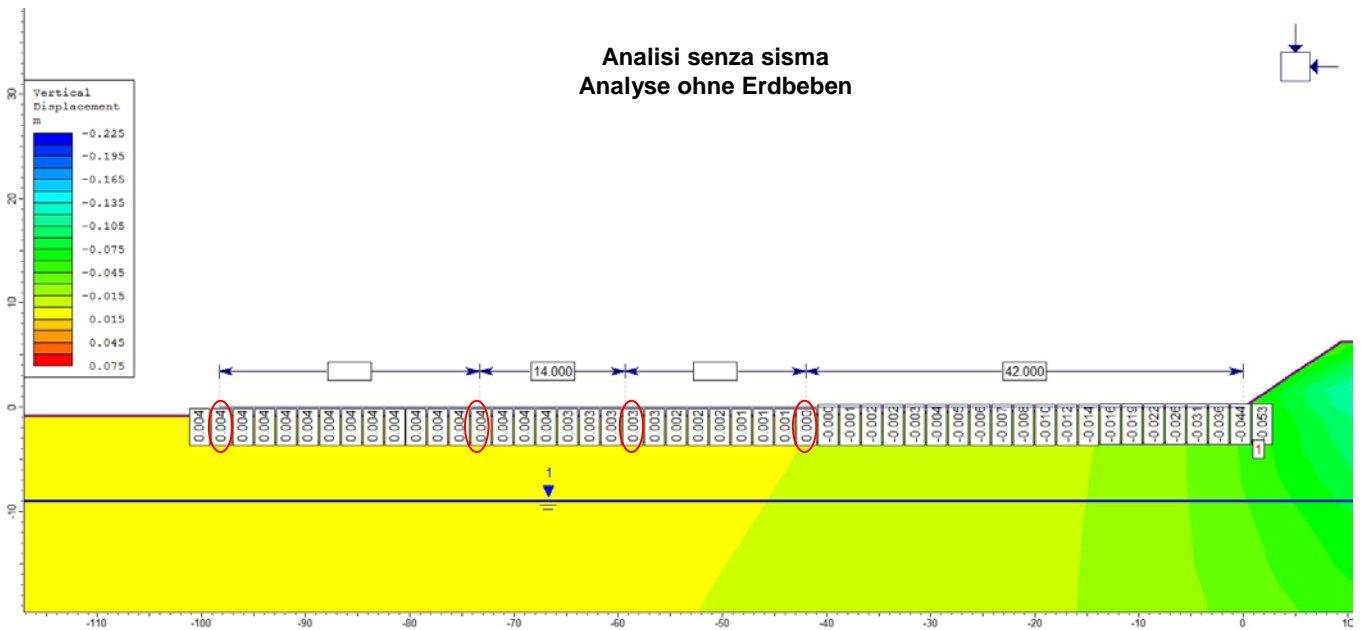
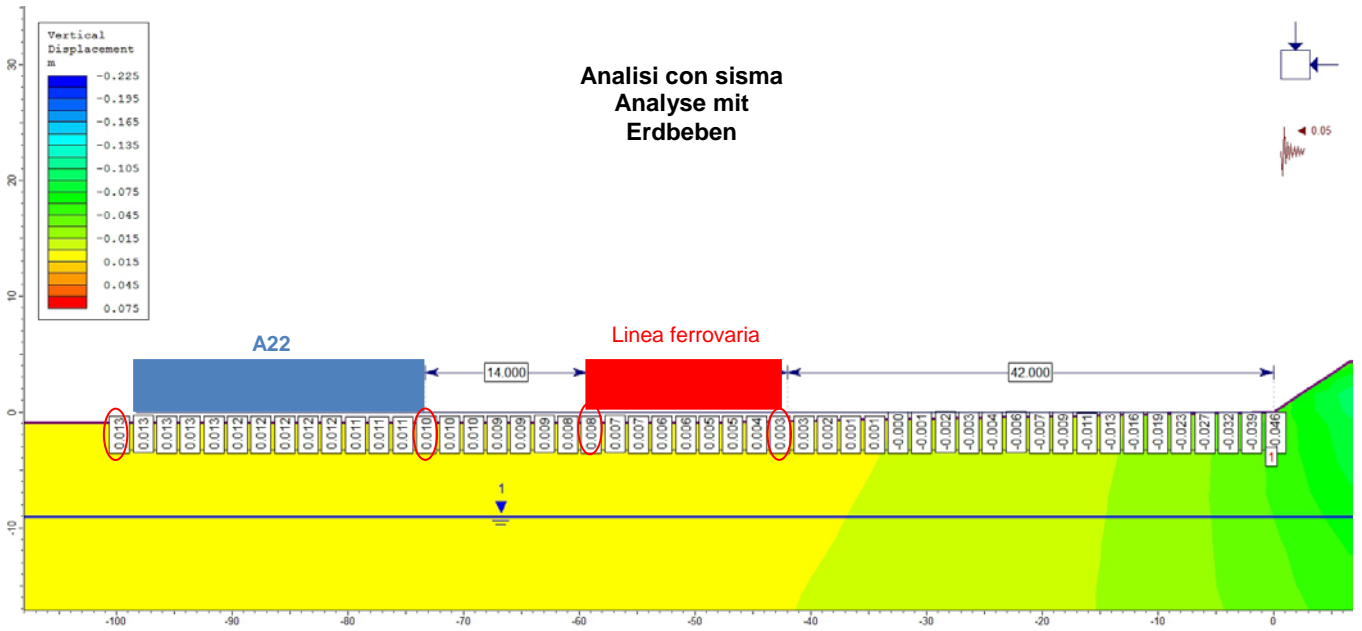
Aus der Analyse ist ersichtlich, dass der HS Mast 45/46 der Risikokategorie 1 angehört.

Dall'analisi risulta che la categoria di rischio per il traliccio AT 45/46 è la numero 1 mentre .

Traliccio AT / HS Mast 45/46	Traliccio AT / HS Mast 111/112
$s_{max} = 8 \text{ mm (cedimento/Setzung)}$	$s_{max} = 41 \text{ mm (cedimento/Setzung)}$
$\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(4 - 1) \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} < \frac{1}{500}$	$\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(41 - 28) \text{ mm}}{4000 \text{ mm}} = \frac{1}{307}$



Laut Rankin [57] liegen Autobahn und Eisenbahn in der Risikokategorie 1. Per quanto riguarda l'autostrada e la linea ferroviaria, la categoria di rischio secondo Rankin [57] è la numero 1.



Daraus folgt:

Ne consegue che:

Linea ferroviaria Eisenbahnlinie	A22
$s_{max} = 8 \text{ mm (sollevamento /Hebung)}$	$s_{max} = 13 \text{ mm (sollevamento /Hebung)}$
$\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(8 - 3) \text{ mm}}{3150 \text{ mm}} < \frac{1}{500}$	$\beta_{max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(13 - 10) \text{ mm}}{25000 \text{ mm}} \ll \frac{1}{500}$

## ANHANG 5 - ANHANG 4 - ERGEBNISSE DER NUMERISCHEN FEM-ANALYSEN FÜR DEN UNTERSUCHTEN SCHNITT 19

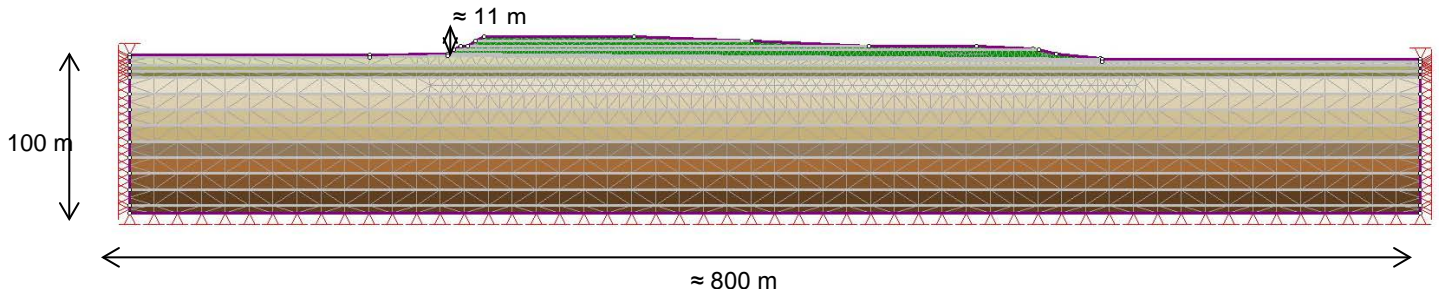
Nachfolgend werden die Input-Daten und Ergebnisse aus den FEM-Analysen mittels der Software Phase 2 Vers. 8 für die Bemessung des Schnittes 19 angeführt.

## APPENDICE 5 - RISULTATI ANALISI NUMERICHE FEM PER LA SEZIONE DI STUDIO 19

Nel seguito si riportano i dati di input e i risultati ottenuti mediante il software agli elementi finiti Phase 2 vs 8 per il dimensionamento della sezione 19.

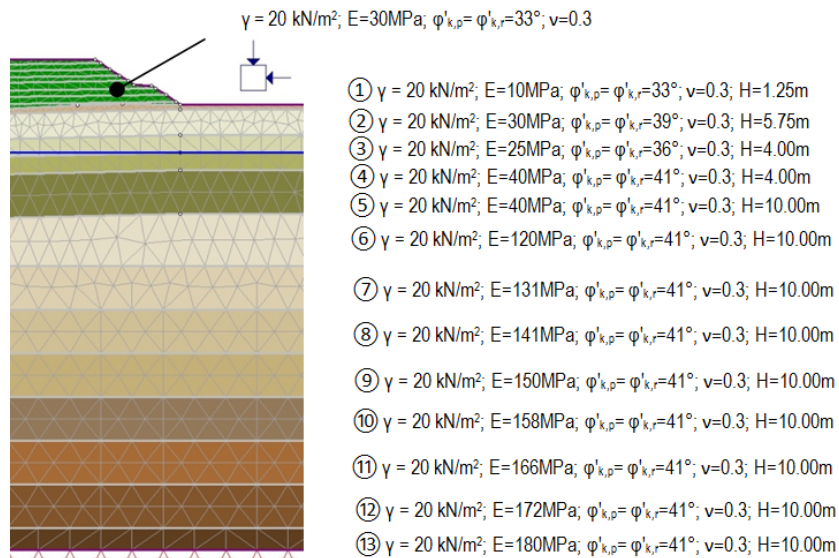
### A4.1 GEOMETRIE DES NUMERISCHEN MODELLS

### A5.1 GEOMETRIA MODELLO NUMERICO



### A5.2 GEOTECHNISCHE KENNGRÖSSEN

### A5.2 PARAMETRI GEOTECNICI

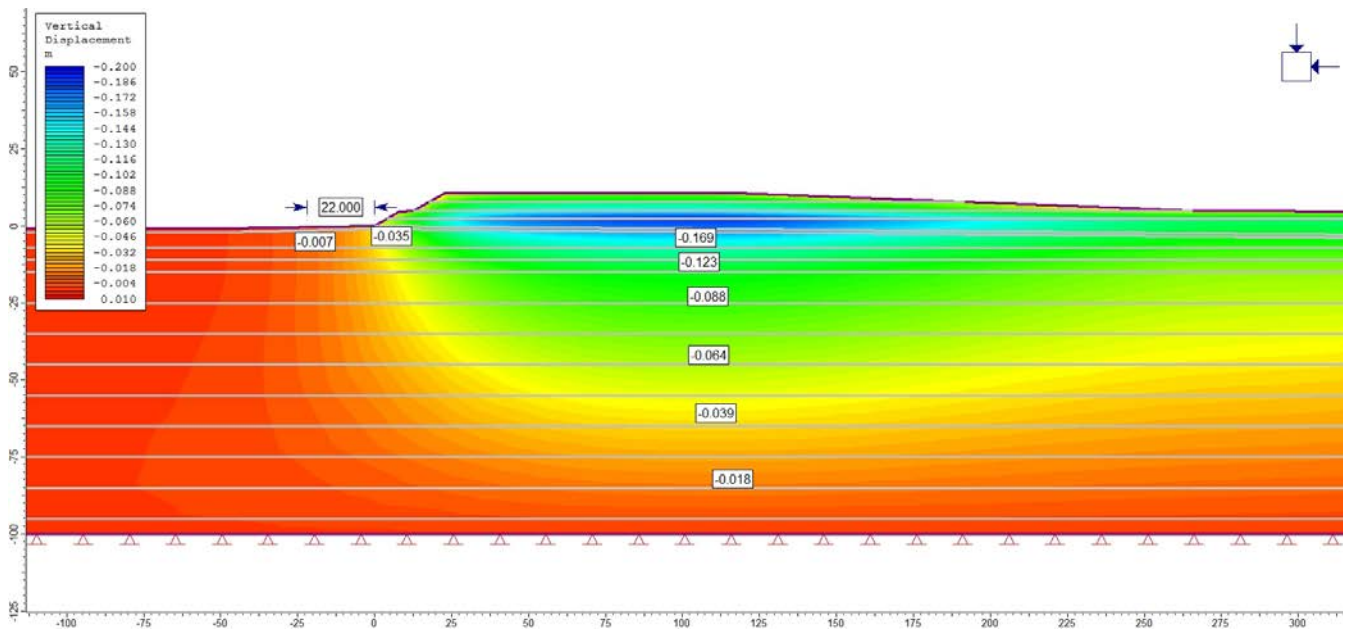


A5.3 ERGEBNISSE DER ANALYSE OHNE ERDBEBENEINWIRKUNG

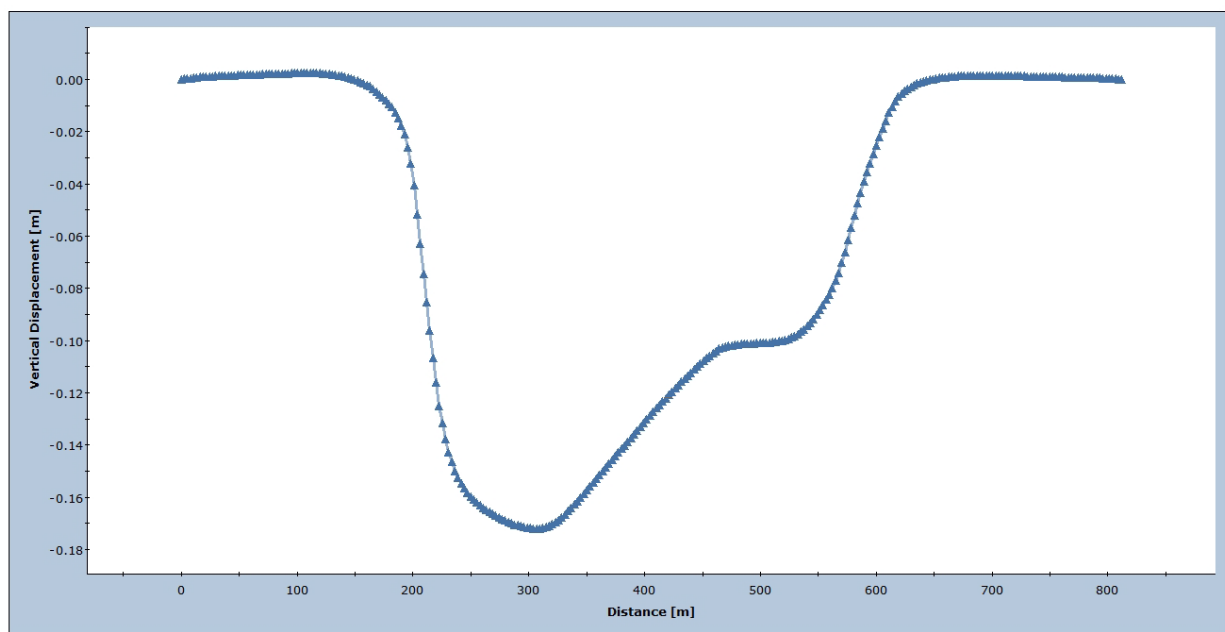
A5.3 RISULTATI ANALISI IN ASSENZA AZIONE SISMICA

A5.3.1 VERTIKALE VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m]

A5.3.1 DEFORMAZIONI VERTICALI FASE FINALE [m]

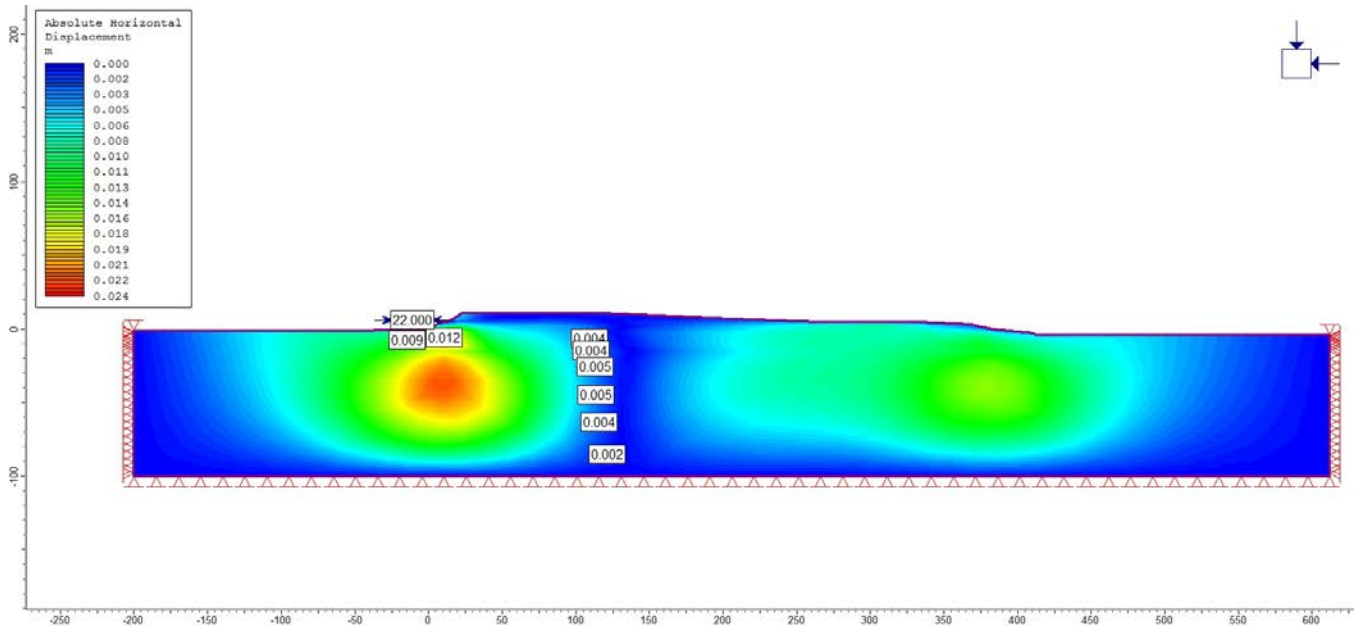


Vertical Displacement

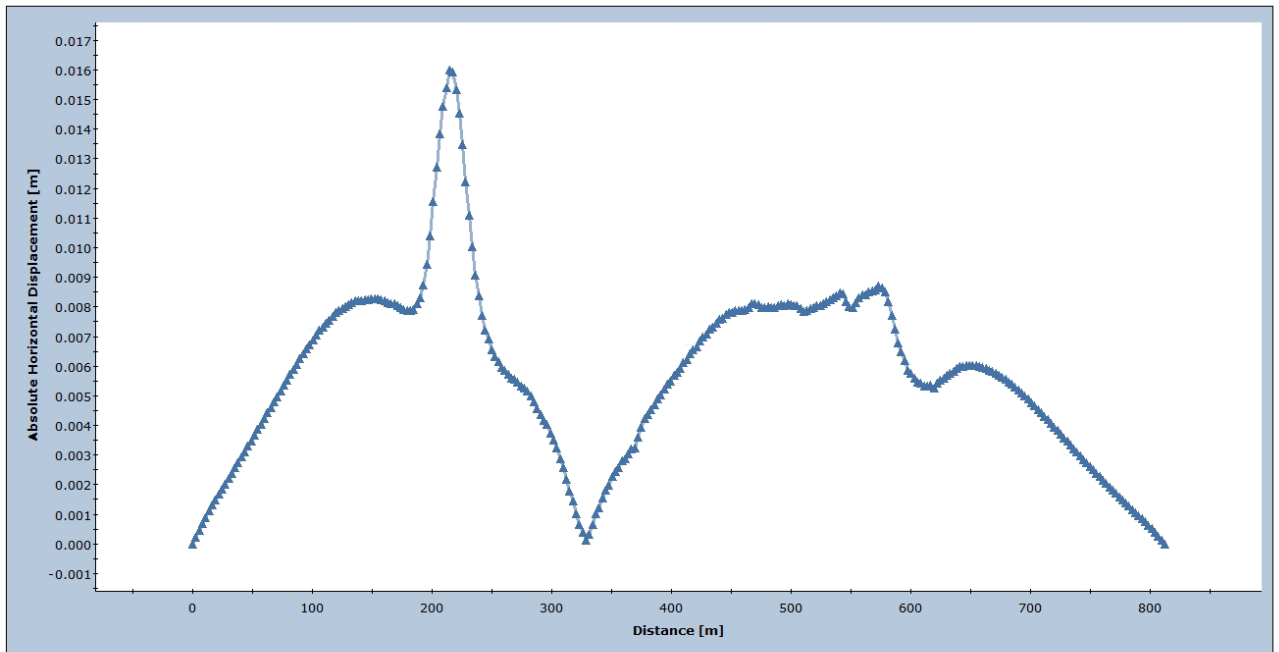


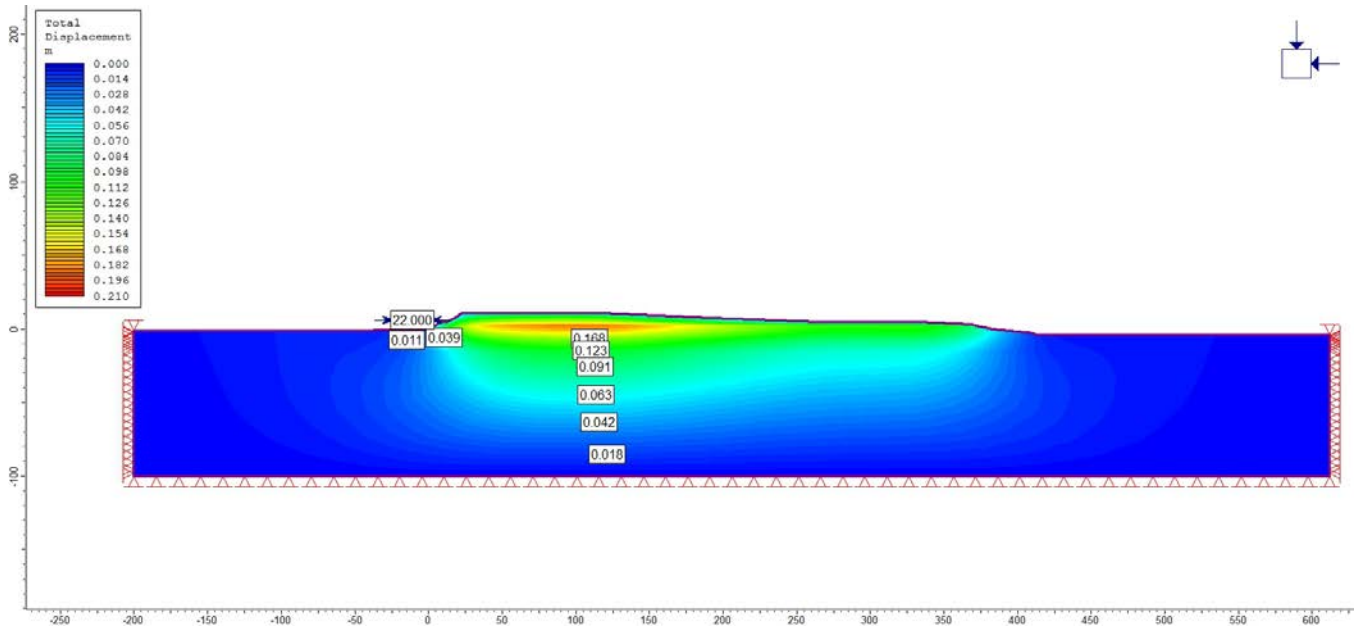
A5.3.2 HORIZONTALE VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m]

A5.3.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI FASE FINALE [m]

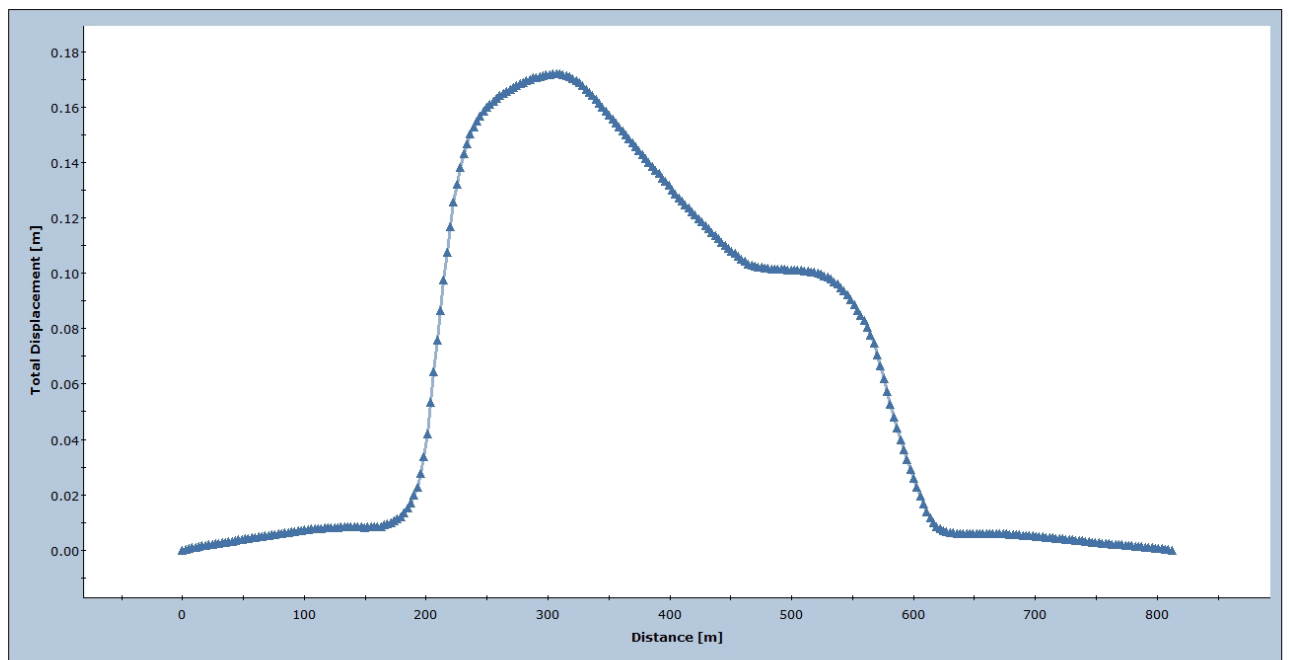


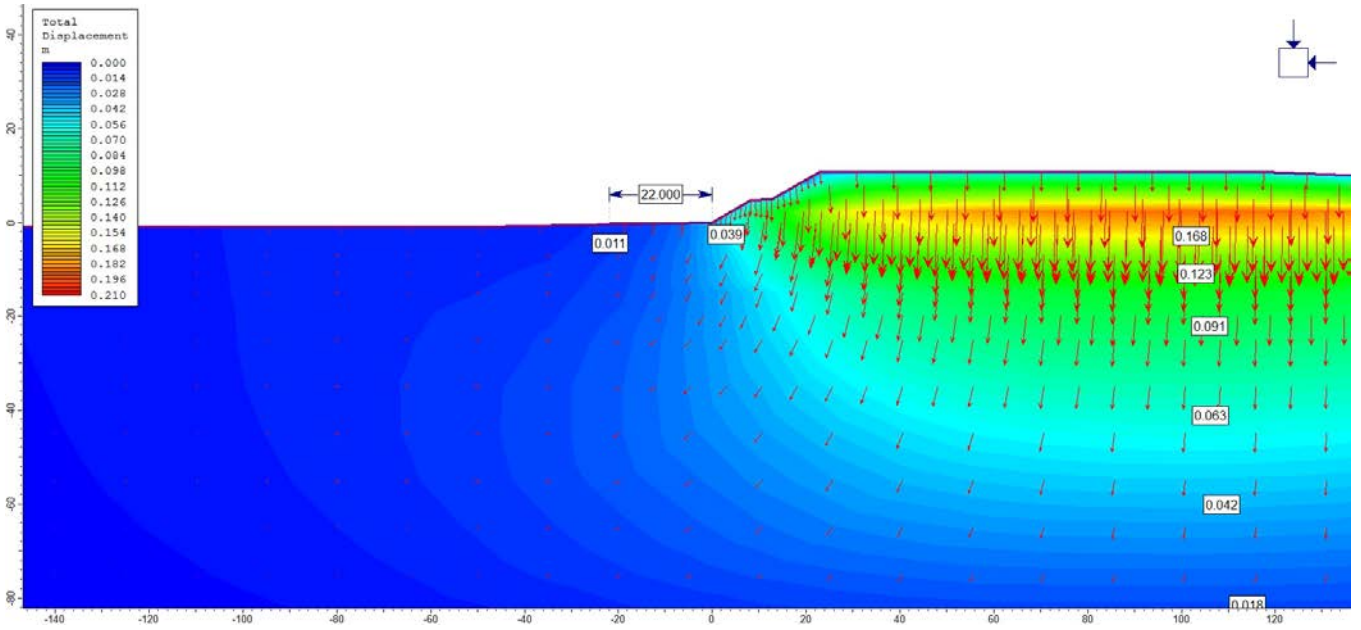
**Absolute Horizontal Displacement**





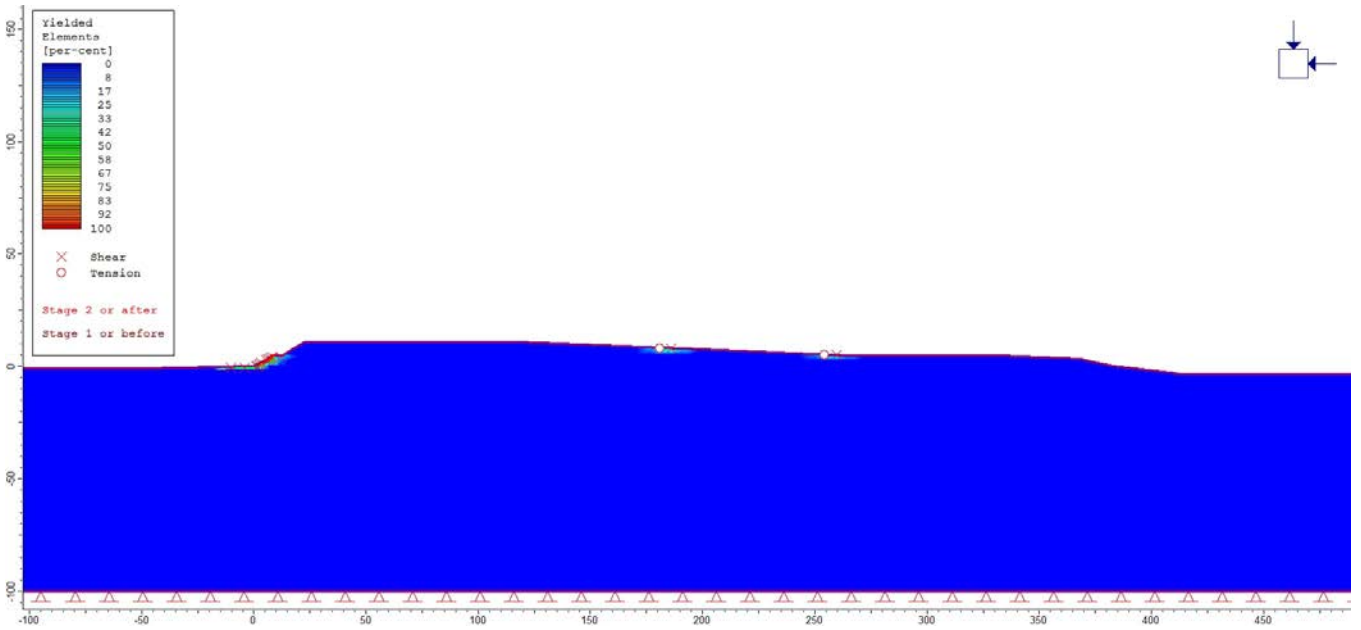
**Total Displacement**





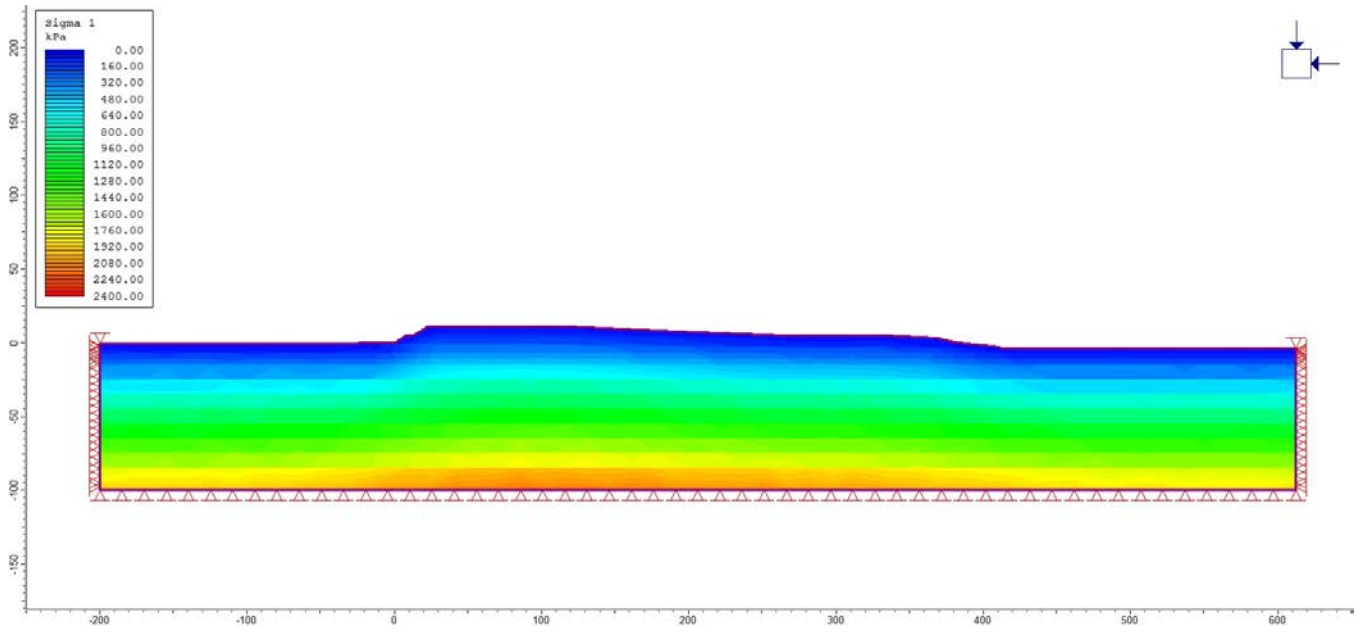
A5.3.4 PLASTIFIZIERUNGEN

A5.3.4 PLASTICIZZAZIONI



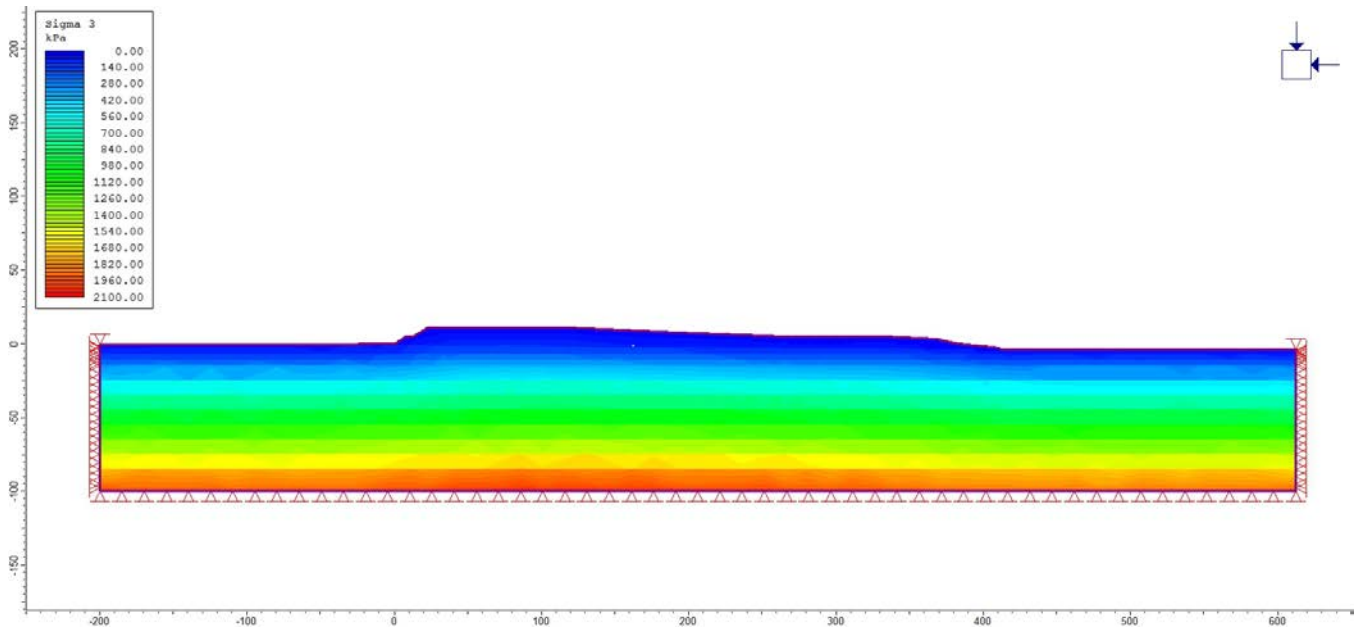
A5.3.5 SPANNUNGEN  $\sigma_1$  [kPa]

A5.3.5 TENSIONI  $\sigma_1$  [kPa]

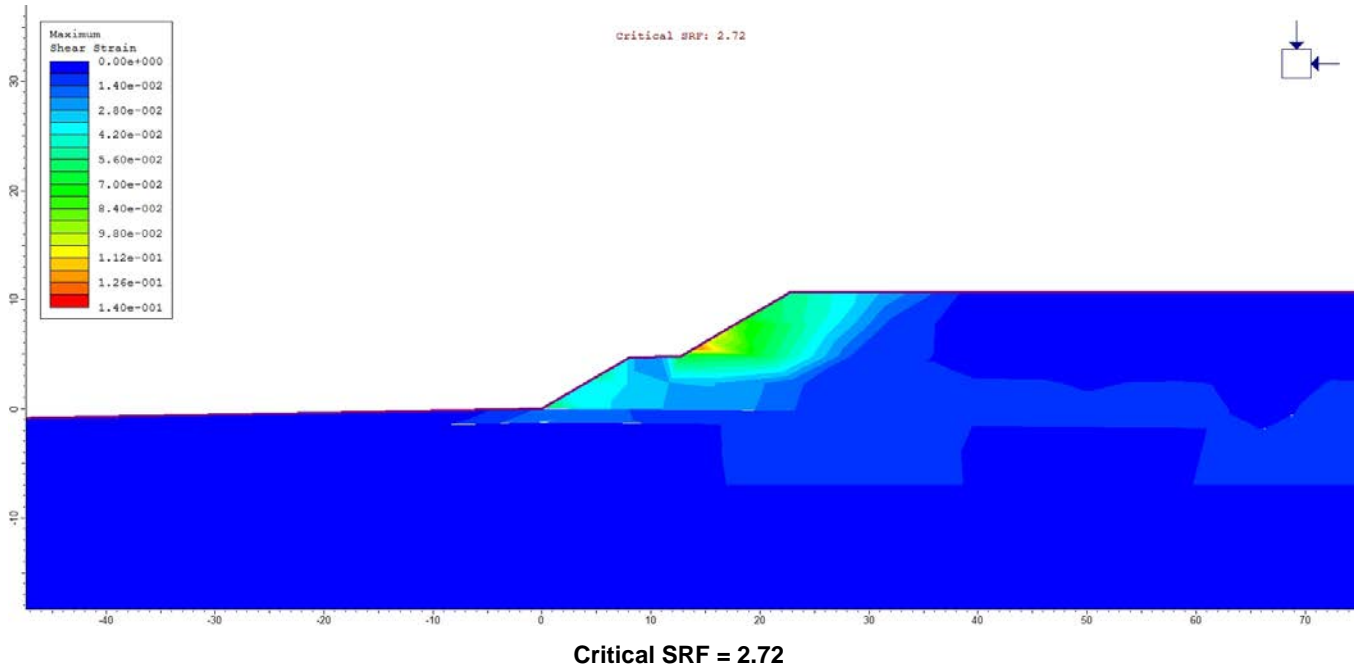


A5.3.6 SPANNUNGEN  $\sigma_3$  [kPa]

A5.3.6 TENSIONI  $\sigma_3$  [kPa]



A5.3.7 GESAMTSTANDSICHERHEITSNACHWEIS (shear strength reduction Methode[42]) A5.3.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE (metodo shear strength reduction [42])



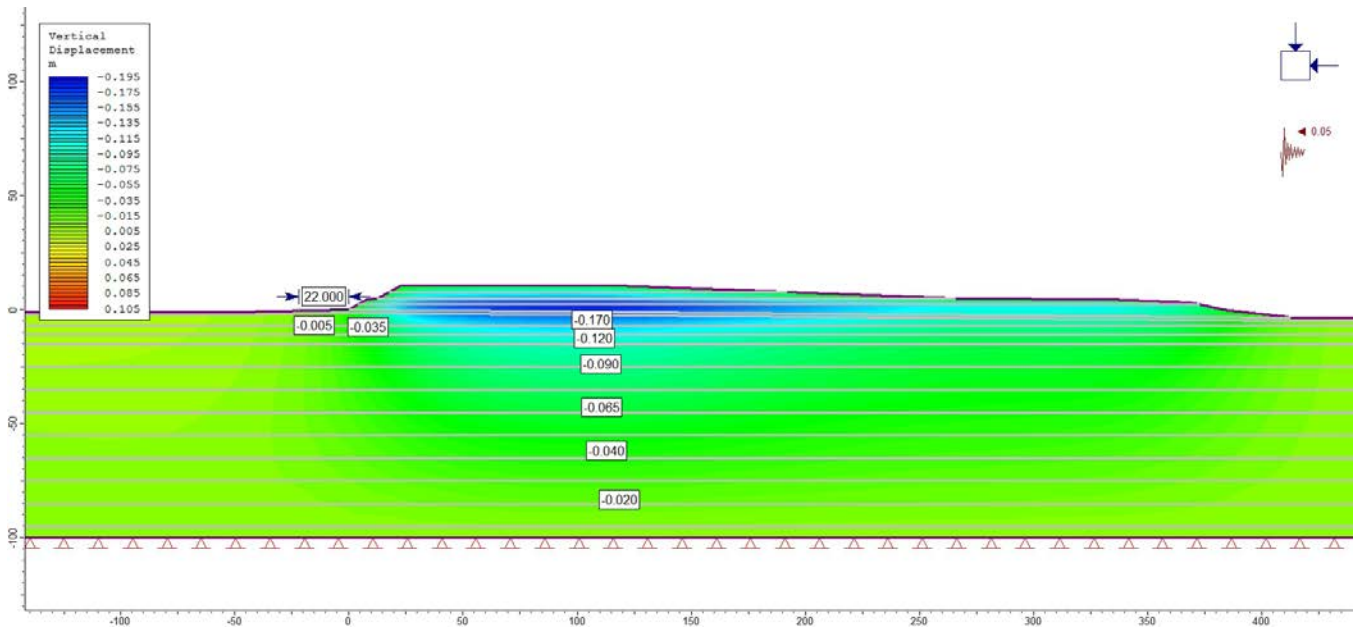


A5.4 ERGEBNISSE DER ANALYSE MIT ERDBEBEN

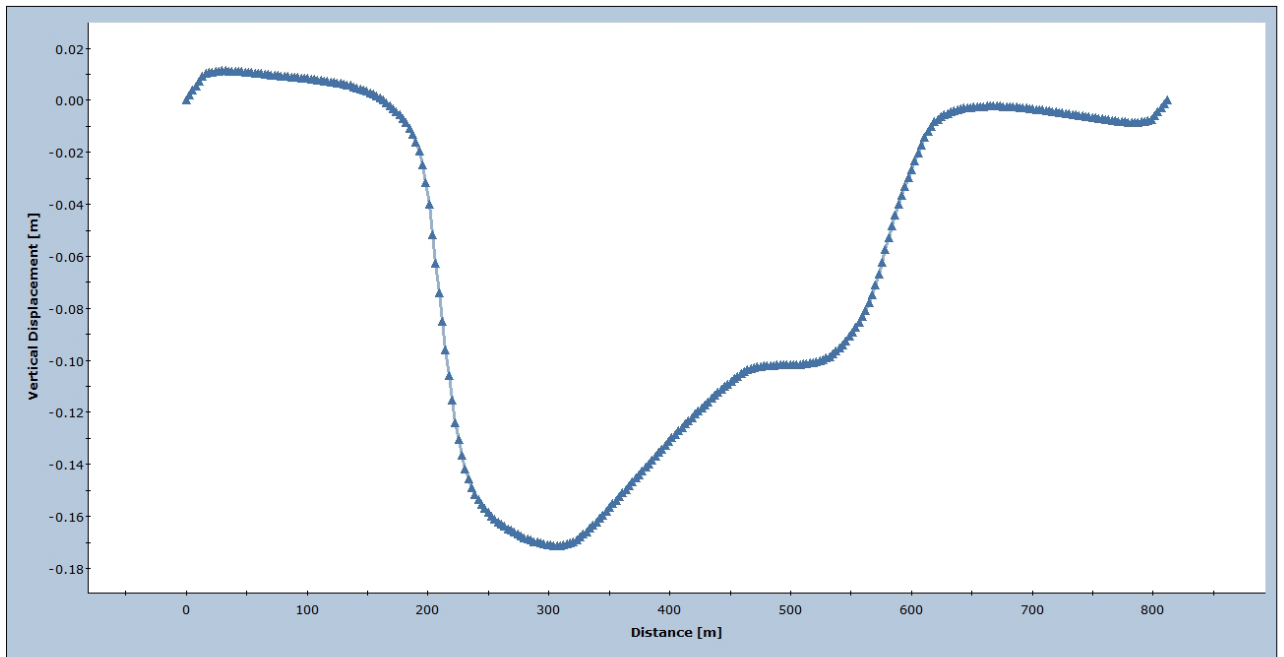
A5.4 RISULTATI ANALISI IN PRESENZA SISMA

A5.4.1 VERTIKALE VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m]

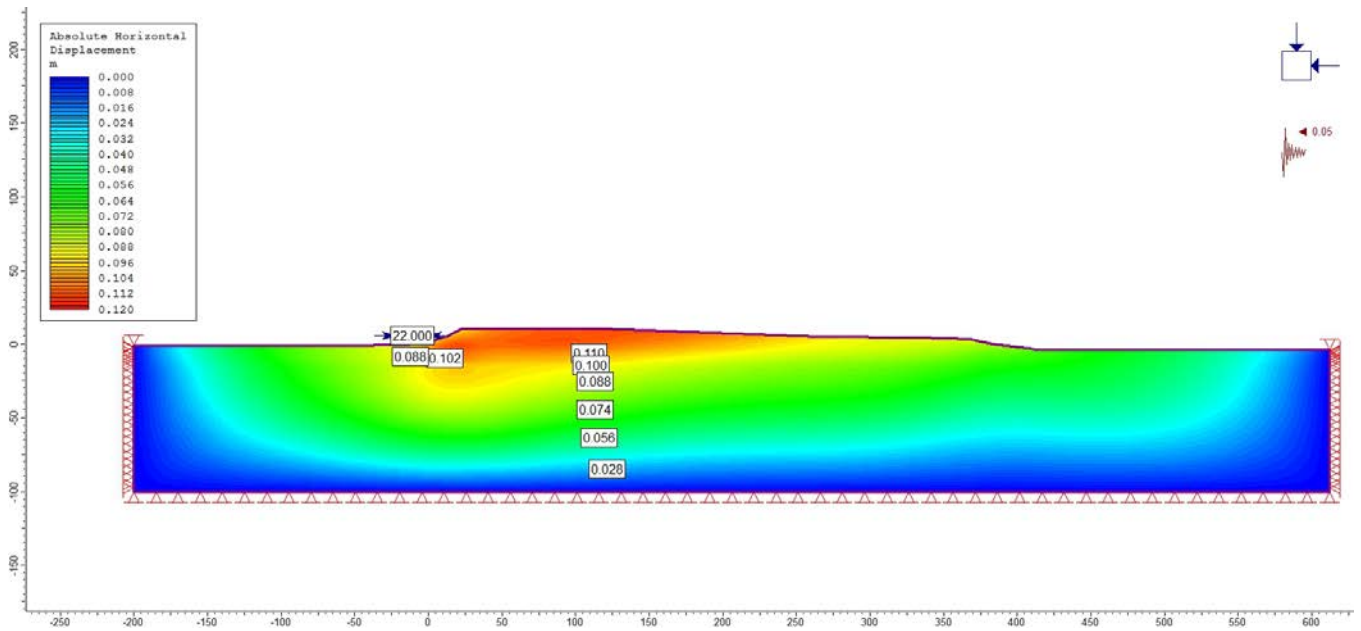
A5.4.1 DEFORMAZIONI VERTICALI FASE FINALE [m]



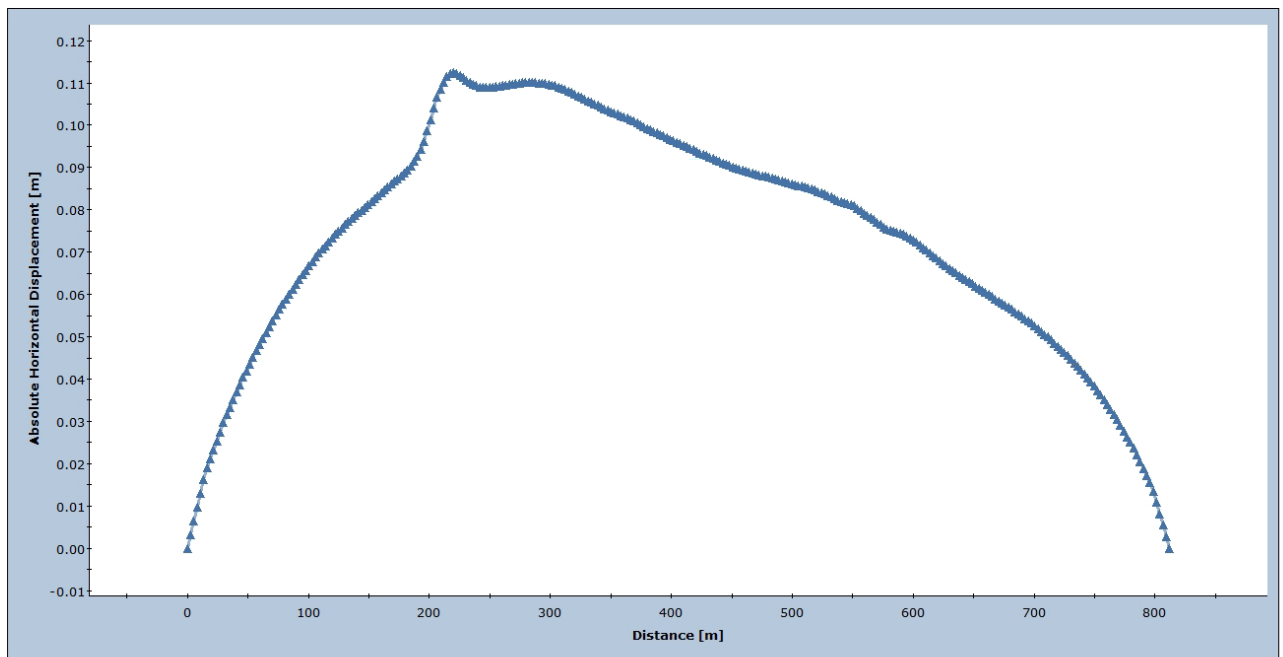
Vertical Displacement



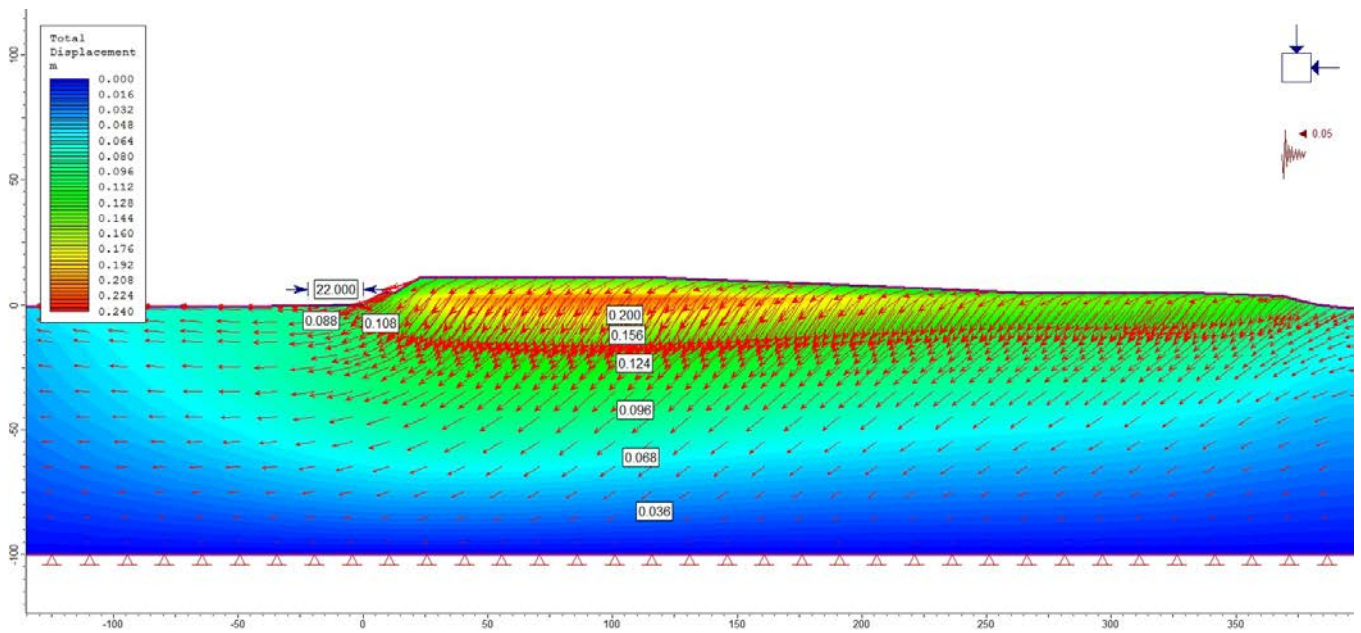
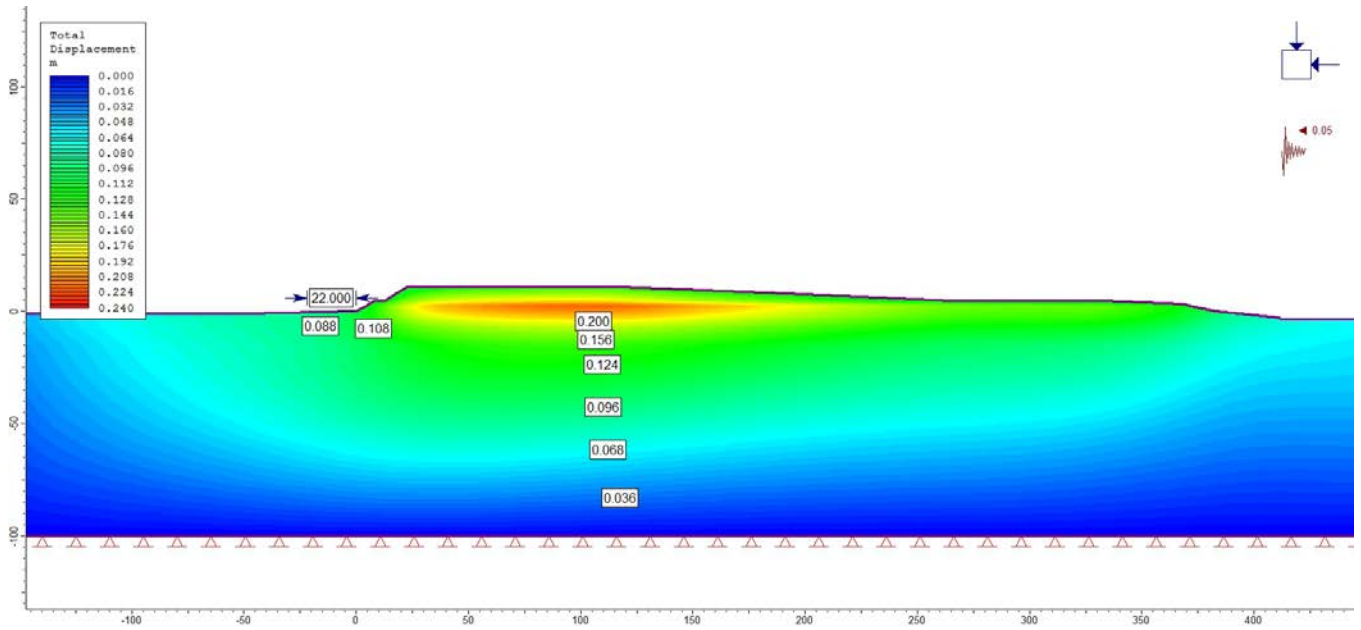
A5.4.2 HORIZONTALE VERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE [m] A5.4.2 DEFORMAZIONI ORIZZONTALI FASE FINALE [m]



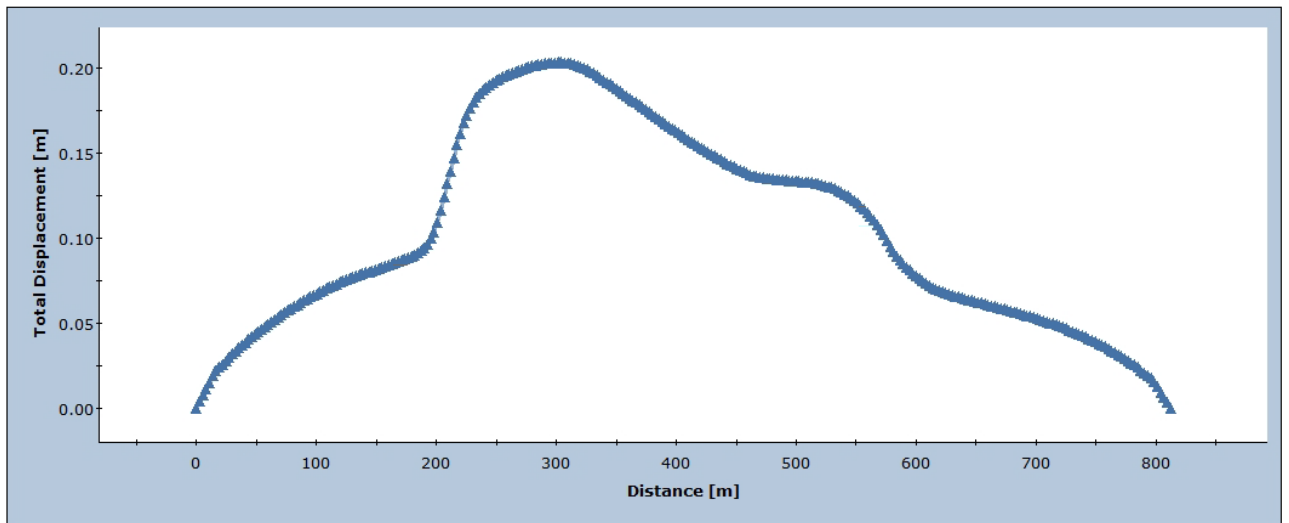
Absolute Horizontal Displacement



A5.4.3 GESAMTVERVERFORMUNGEN IN DER ENDPHASE A5.4.3 DEFORMAZIONI TOTALI FASE FINALE [m]

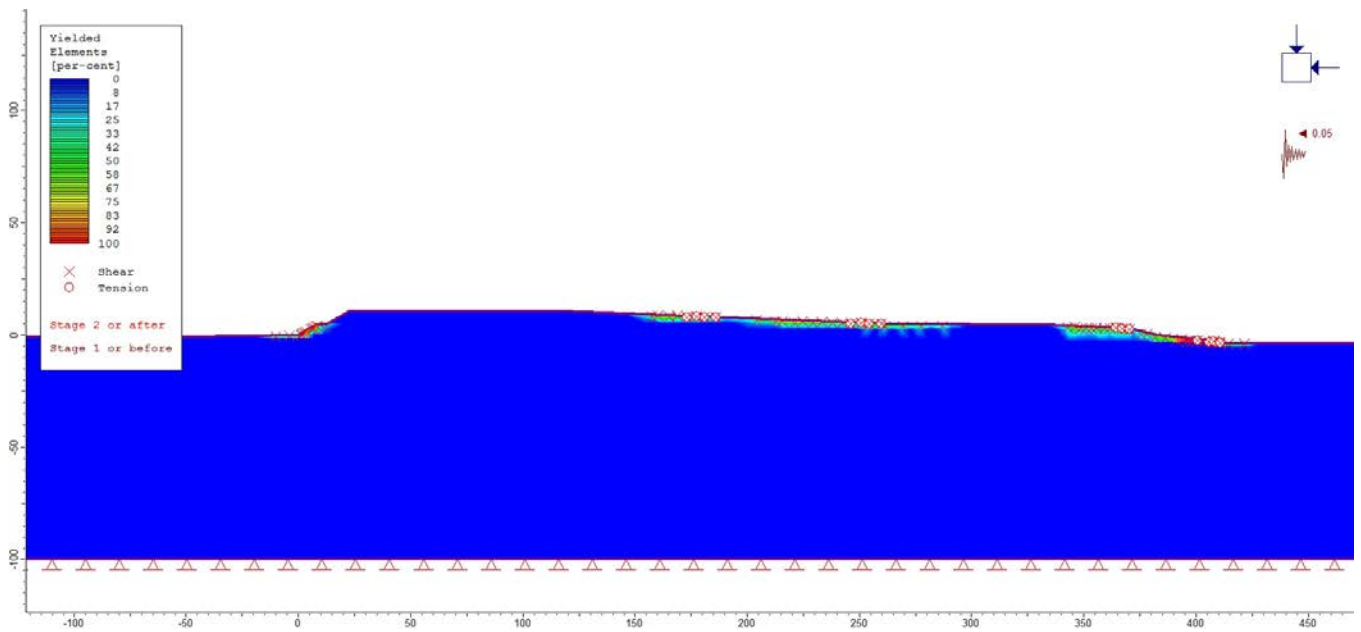


### Total Displacement



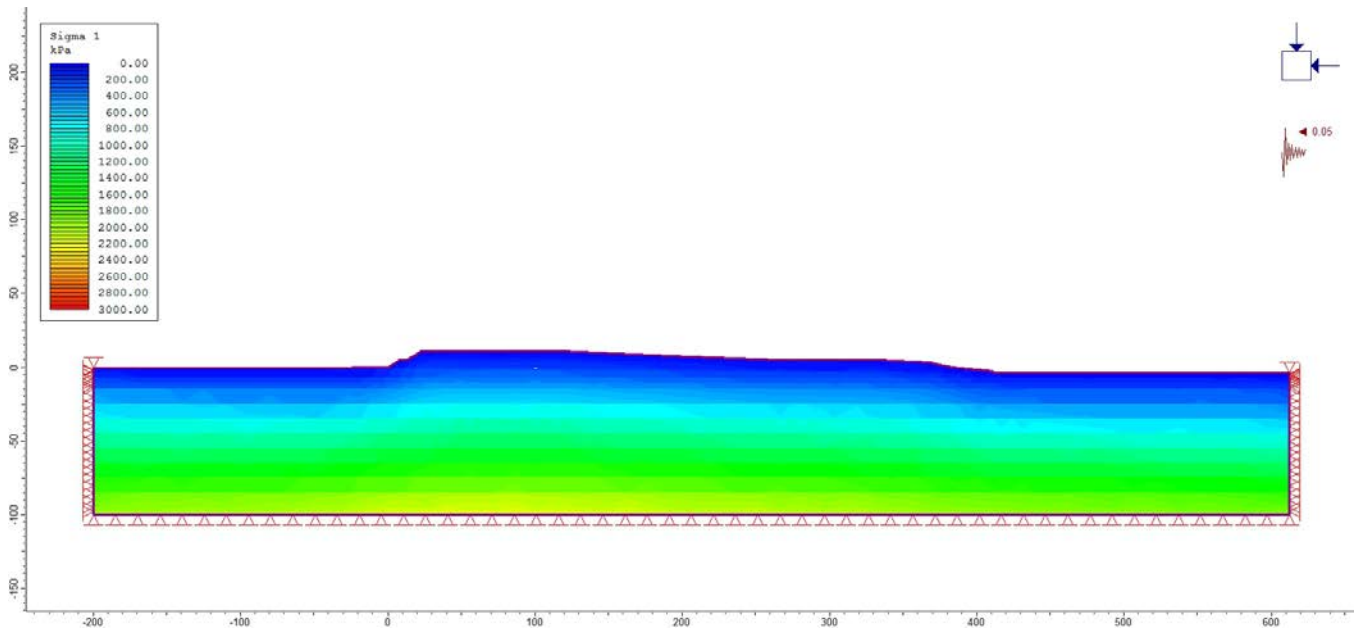
### A5.4.4 PLASTIFIZIERUNGEN

### A5.4.4 PLASTICIZZAZIONI



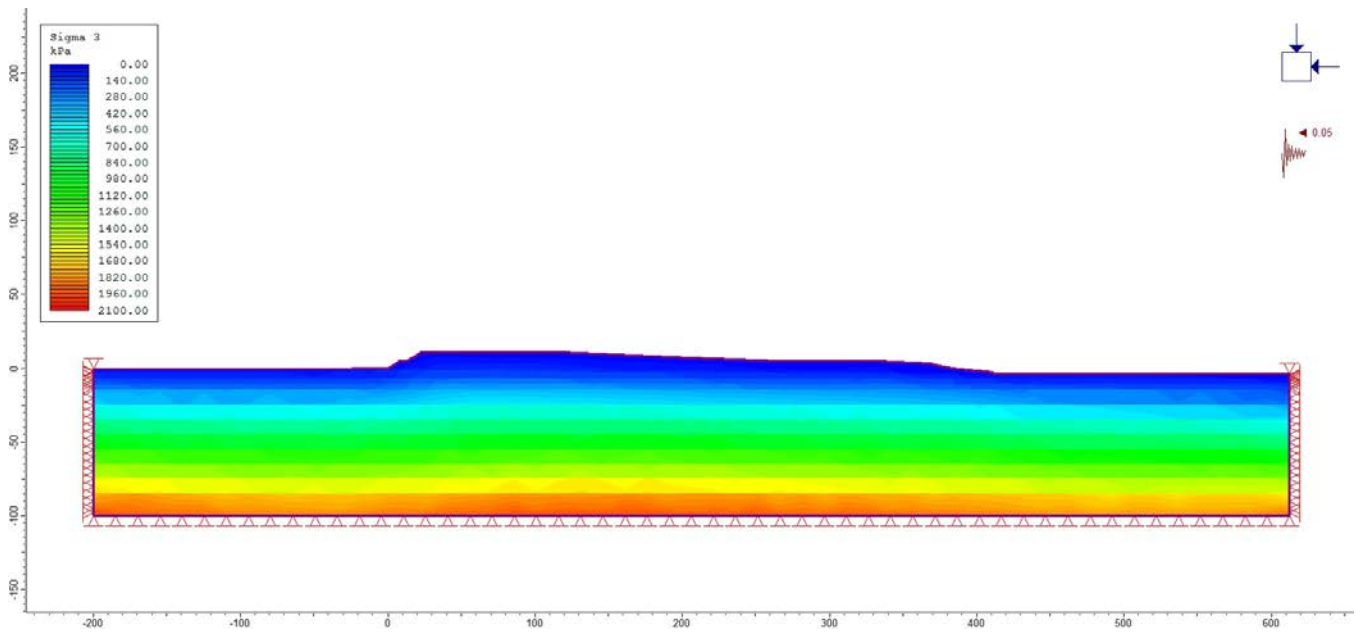
A5.4.5 SPANNUNGEN  $\sigma_1$  [kPa]

A5.4.5 TENSIONI  $\sigma_1$  [kPa]

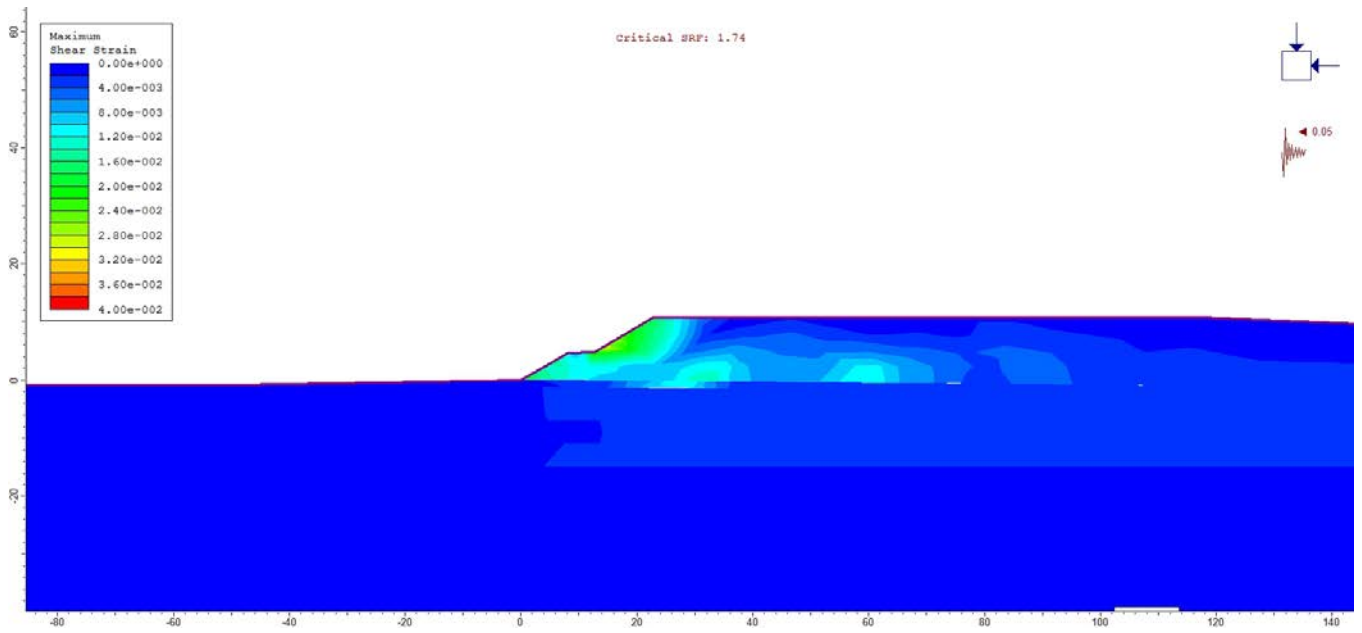


A5.4.6 SPANNUNGEN  $\sigma_3$  [kPa]

A5.4.6 TENSIONI  $\sigma_3$  [kPa]



A5.4.7 GESAMTSTANDSICHERHEITSNACHWEIS (shear strength reduction Methode[42]) A5.4.7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE (metodo shear strength reduction [42])



**Critical SRF = 1.72**

### A5.5 BEWERTUNG DER RISIKOKATEGORIE NACH RANKIN (1988)

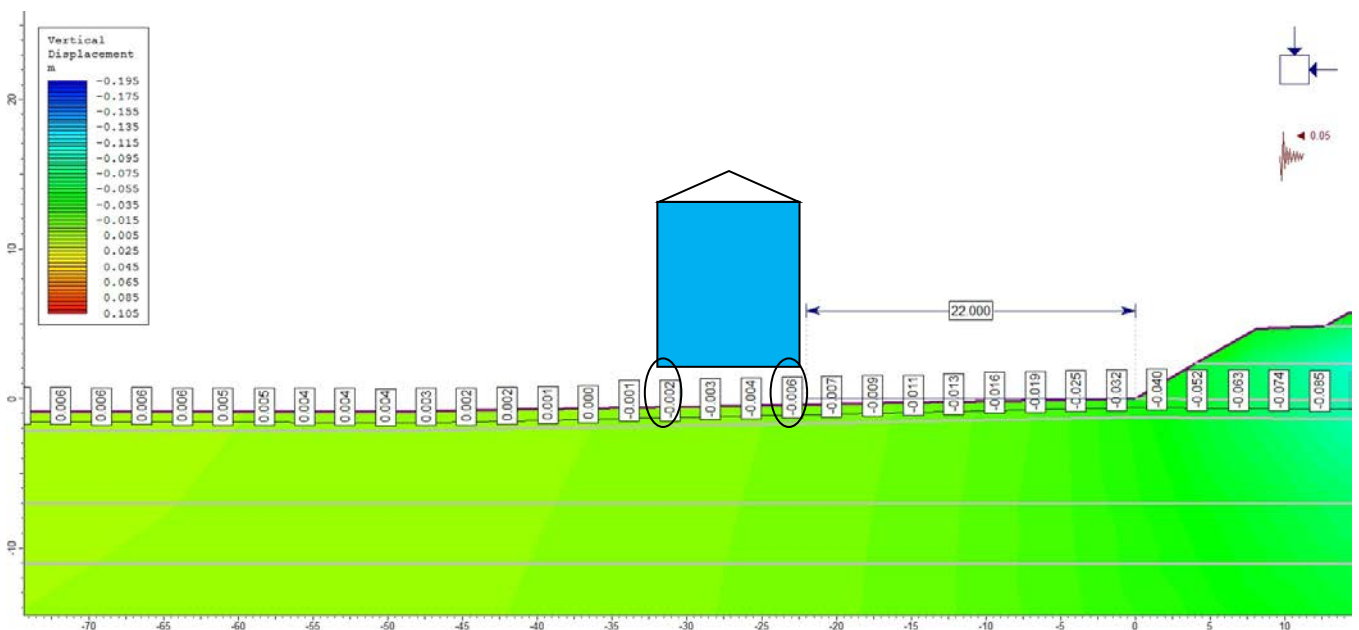
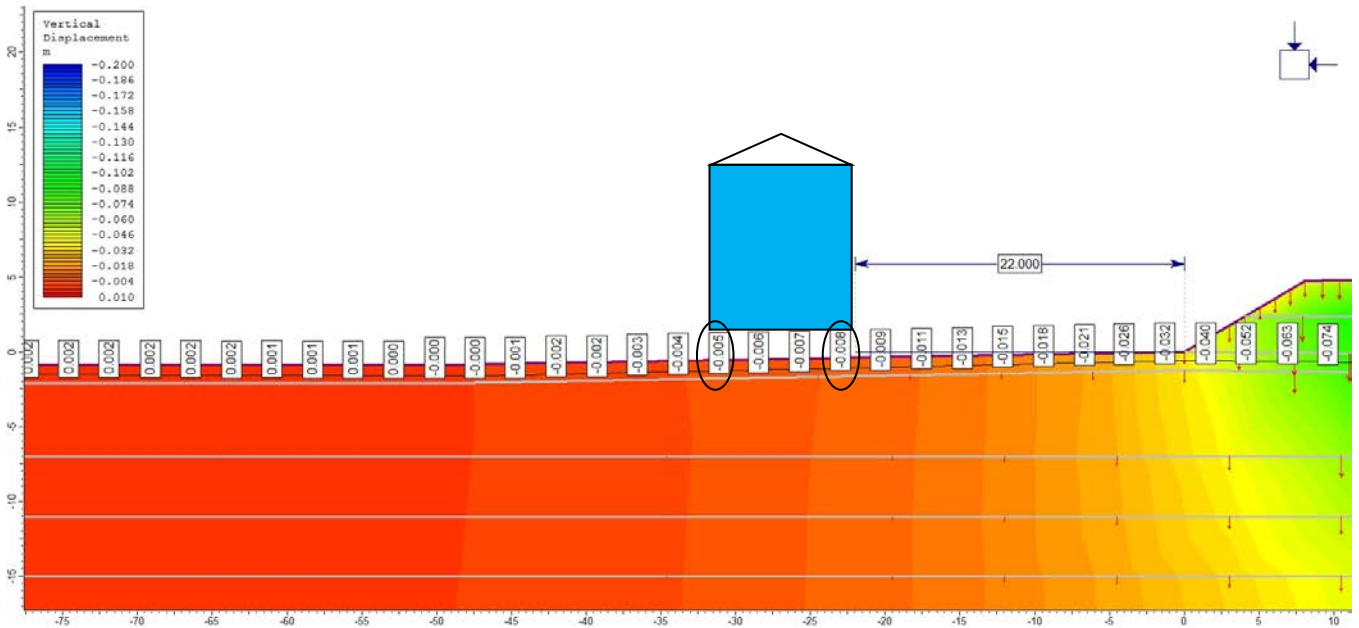
Laut der Klassifizierung von Rankin (1988) [56] gibt es 4 Risikokategorien, bei denen zwei einen ästhetischen Schaden (Klassen 1 und 2), eine einen funktionellen Schaden (Klasse 3) und eine einen statischen Schaden (Klasse 4) beschreiben.

Zieht man die Ergebnis der Verformungen aus den vorhergehenden Kapiteln hinzu, erhält man:

### A5.5 VALUTAZIONE CATEGORIA DI RISCHIO SECONDO RANKIN (1988)

Secondo la classificazione proposta da Rankin (1988) [56] Tale classificazione prevede 4 categorie di rischio, di cui due legate al danno estetico (classi 1 e 2), una al danno funzionale (classe 3) e una al danno strutturale (classe 4).

Riprendendo i risultati delle deformazioni riportati al Paragrafi precedenti si hanno:



Daraus folgt:

Ne consegue che:

$$s_{\max} = 8 \text{ mm (cedimento/ Setzung)}$$

$$\beta_{\max} = \frac{\Delta_{s,v}}{L} = \frac{(6 - 2) \text{ mm}}{9000 \text{ mm}} \ll \frac{1}{500}$$

Aus der Analyse ist ersichtlich, dass es sich um die Risikokategorie 1 handelt. Dall'analisi risulta che la categoria di rischio è la 1.



**ANHANG 6 - SCHEMATISCHER ÜBERBLICK  
DES BEWEISSICHERUNGSPROGRAMMS**

**APPENDICE 6 - RIEPILOGO SCHEMATICO  
PIANO DI MONITORAGGIO**

Die nachfolgende Tabelle gibt die Art der Geräte, ihre Anzahl und die Längen der in der nächsten Seite angeführten Schnitte wieder.

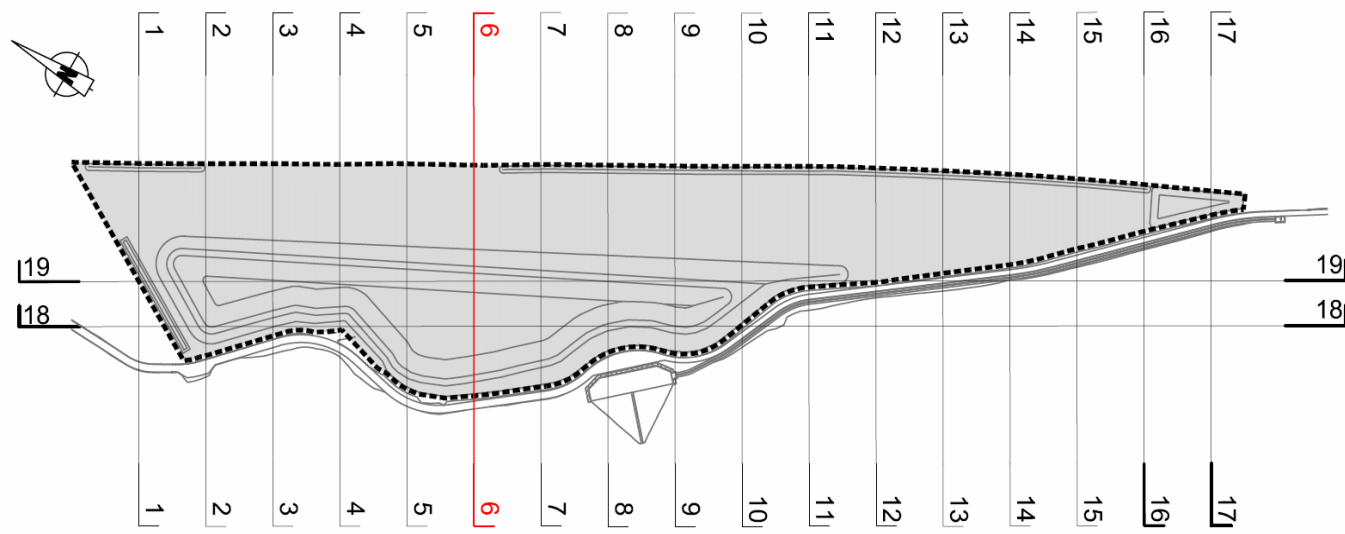
Nella seguente tabella sono riepilogate le tipologie di strumenti, il numero degli stessi e le lunghezze per le sezioni riportate nella pagina successiva.

	<b>Piezometri Piezometer</b>	<b>Inclinometri Inklinometer</b>	<b>Assestimetri incrementali Setzungsmesser mit Inkrementalmessung</b>	<b>Assestimetri a piastra Setzungsmesser mit Platte</b>	<b>Capisaldi topografici Topgraphische Festpunkte</b>
<b>Sezione 6 Schnitt 6</b>	2	2	1	2	12
<b>Lunghezza Längen</b>	34.5	46.5	22.0	22.5	-







Die folgende Anzahl an Geräten wird im Laufe der Arbeiten an den anderen Überwachungsschnitte installiert.

Le seguenti quantità di strumenti saranno ubicati in corso d'opera in corrispondenza di altre sezioni di verifica.

	<b>N°</b>
<b>Piezometri Piezometer</b>	2
<b>Inclinometri Inklinometer</b>	4
<b>Assestimetri incrementali Setzungsmesser mit Inkrementalmessung</b>	2
<b>Assestimetri a piastra Setzungsmesser mit Platte</b>	6
<b>Capisaldi topografici Topgraphische Festpunkte</b>	20



LEGENDA SEZIONI:

-  Piezometro tipo Casagrande
-  Inclinometro
-  Assestimetro incrementale
-  Assestimetro a piastra
-  Piezometro a corda vibrante
-  Caposaldo topografico

# SEZIONE 6

