



Mit Beteiligung der Europäischen Union aus dem Haushalt der Transeuropäischen Verkehrsnetze finanziertes 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 Baustelleneinrichtung - Basislager Sachsenklemme		WBS Cantierizzazione - Campo base Sachsenklemme					
Dokumentenart Statische Berechnung		Tipo Documento Calcolo statico					
Titel Baustellenflächen – Bereich Mauls Geotechnischer Überprüfungsbericht Damm Basislager Sachsenklemme		Titolo Aree di cantiere – Settore Mules Relazione di verifica geotecnica argine campo base Sachsenklemme					
 RTI 4P <i>Raggruppamento Temporaneo di Imprese 4P</i> <small>via Pio Ilir S.r.l., Via G.B. Sammartini 5, 20125 Milano, Tel.: +39 026767911, Fax: +39 0287152612</small>		<i>Generalplaner / Responsabile integrazioni prestazioni specialistiche</i> Ing. Enrico Maria Pizzarotti Ord. Ingg. Milano N° A 29470					
Mandataria  PRO ITER <small>Progetto Infrastrutture Territorio s.r.l.</small>	Mandante  PÖYRY	Mandante  pini swiss engineers	Mandante  PASQUALI-RAUSA <small>ENGINEERING S.r.l./G.m.b.H.</small>				
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>					
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>					
<i>Fachplaner / il progettista specialista</i>		<i>Fachplaner / il progettista specialista</i> Ing. Federico Pasquali Ord. Ingg. Bolzano N° 680					
	Datum / Data	Name / Nome	Gesellschaft / Società				
Bearbeitet / Elaborato	30.01.2015	Paduano	Pasquali-Rausa				
Geprüft / Verificato	30.01.2015	Pasquali	Pasquali-Rausa				
 BBT <i>Galleria di Base del Brennero Brenner Basistunnel BBT SE</i>		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	EG	420	GST	D0700	54046	21

Bearbeitungsstand Stato di elaborazione

Revision Revisione	Änderungen / Cambiamenti	Verantwortlicher Änderung Responsabile modifica	Datum Data
21	Abgabe für Ausschreibung / Emissione per Appalto	Paduano	30.01.2015
20	Überarbeitung infolge Dienstanweisung Nr. 1 vom 17.10.2014 / Revisione a seguito ODS n°1 del 17.10.14	Paduano	04.12.2014
11	Projektvervollständigung und Umsetzung der Verbesserungen aus dem Prüfverfahren / Completamento progetto e recepimento istruttoria	Paduano	09.10.2014
10	Endabgabe Consegna Definitiva	Paduano	31.07.2014
00	Erstversion Prima Versione	Paduano	18.04.2014

1	EINLEITUNG	
1	INTRODUZIONE	4
2	KURZFASSUNG	
2	RELAZIONE DI SINTESI	4
3	GEOTECHNISCHE CHARAKTERIZIERUNG	
3	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	4
3.1	STANDORTBESCHREIBUNG	
3.1	SITO DI COSTRUZIONE - DESCRIZIONE	4
3.2	STANDORTKENNZEICHNUNG	
3.2	SITO DI COSTRUZIONE - CARATTERIZZAZIONE	6
3.3	DAMM – KENNZEICHNUNG	
3.3	ARGINE - CARATTERIZZAZIONE	7
4	LASTANALYSE	
4	ANALISI DEI CARICHI	8
4.1	WINDDRUCK	
4.1	AZIONE DEL VENTO	8
4.2	SCHNEELAST	
4.2	AZIONE DELLA NEVE	9
4.3	ERDBEBENPARAMETER	
4.3	PARAMETRI SISMICI	9
5	ÜBERPRÜFUNGEN	
5	VERIFICHE	11
5.1	FUNDAMENTBODEN – TRAGFÄHIGKEIT	
5.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	11
5.2	KIPPSICHERHEIT	
5.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	12
5.3	GLEITFÄHIGKEIT	
5.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	13
5.4	ALLGEMEINE STABILITÄT	
5.4	ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE	14
5.4.1	Strukturbeschreibung	
5.4.1	Descrizione della geometria	16
5.4.2	Analyseergebnisse in Zahlen	
5.4.2	Risultati numerici delle analisi	17
5.4.3	Analyseergebnisse – graphische Darstellung	
5.4.3	Risultati grafici delle analisi	18
5.5	VERFLÜSSIGUNG	
5.5	VERIFICA A LIQUEFAZIONE	22
5.6	GRUNDBRUCH	
5.6	VERIFICA A SIFONAMENTO	22
6	SCHLUSSFOLGERUNGEN	
6	CONCLUSIONI	23
7	VERZEICHNISSE	
7	ELENCHI	25
7.1	REFERENZDOKUMENTE	
7.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	25
7.1.1	Normen und Richtlinien	
7.1.1	Normative e linee guida.....	25

1 EINLEITUNG

Der gegenständliche Bericht veranschaulicht die statischen Berechnungen für die Schutzdämme, die verhindern sollen, dass der Eisack bei Hochwasser an den Grundstücken am orographisch linken Ufer im Bereich am Basislager Sachsenklemme über die Ufer tritt.

2 KURZFASSUNG

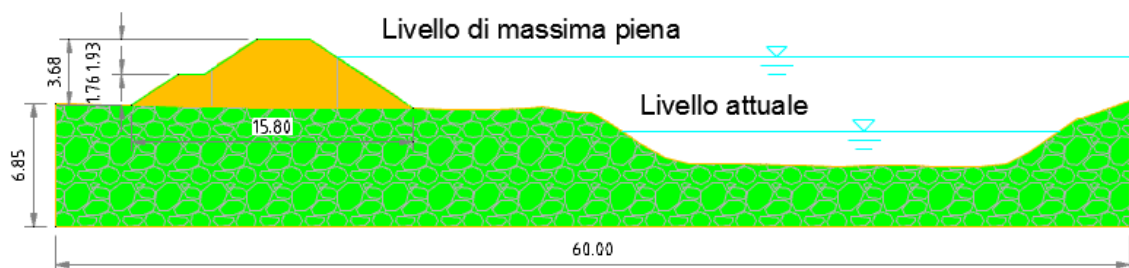
Im Planungsrahmen für den Bauplan Mauis 2-3 (Brennerbasistunnel) ergibt sich die Notwendigkeit, das Basislager Sachsenklemme am orographisch linken Eisackufer abzusichern.

Als Schutzmaßnahmen sind Erdwälle aus Material mit zweckmäßigen geotechnischen Eigenschaften vorgesehen. Die für den Damm und die Fundamentböden erforderlichen geotechnischen Eigenschaften sind nachstehend ausgeführt.

Der Geländeverlauf, die Regelquerschnitte und die dazugehörigen Baudetails sind in den gegenständlichen Projektunterlagen erläutert.

Die geotechnischen Überprüfungen erfolgten mit Bezug auf Querschnitt 1 bei km 0 + 000,00 auf 837,61 m Höhe über dem Meeresboden.

Nachstehend eine schematische Darstellung vom Damm mit dem derzeitigen und dem bei Hochwasser erwarteten Pegelstand.



3 GEOTECHNISCHE CHARAKTERIZIERUNG

3.1 STANDORTBESCHREIBUNG

Leider wurden auf dem für das Basislager Mauis ausgewiesenen Grundstück bislang keine geotechnischen

1 INTRODUZIONE

La presente relazione ha lo scopo di illustrare i calcoli statici eseguiti per la progettazione degli argini necessari per il contenimento di un'eventuale piena del fiume Isarco in corrispondenza dei terreni sulla sua sinistra orografica per il campo base in zona "Sachsenklemme".

2 RELAZIONE DI SINTESI

Nell'ambito del progetto costruttivo "Mules 2-3" della galleria di base del Brennero si rende necessaria la protezione del campo base in corrispondenza della zona "Sachsenklemme", in sinistra orografica del fiume Isarco.

Le protezioni sono state pensate mediante la costruzione di appositi argini in terra, costituiti da materiale di opportune caratteristiche geotecniche, ossia di determinati parametri di resistenza e rigidità. Le caratteristiche geotecniche dell'argine ed i terreni di fondazione saranno meglio esplicitati nel seguito.

Per una descrizione dettagliata delle geometrie si rimanda agli appositi elaborati progettuali, ove sono altresì riportate le sezioni tipologiche ed i rispettivi dettagli costruttivi.

Le verifiche geotecniche sono state eseguite facendo riferimento alla sezione 1 dello sviluppo in pianta e precisamente alla PKM 0+000,00 posta alla quota di 837,61m.

La figura seguente riporta uno schema della configurazione geometrica dell'argine e dei livelli del pelo libero del fiume Isarco (configurazione attuale e livello eventualmente atteso di massima piena).

3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

3.1 SITO DI COSTRUZIONE - DESCRIZIONE

Nell'area destinata al campo base Mules non sono, purtroppo, presenti sondaggi o studi per la sua

Probebohrungen oder Untersuchungen durchgeführt.

Allerdings können zahlreiche, in der Nachbarschaft durchgeführten Probebohrungen zu Grunde gelegt werden. Die Bodeneinteilung erfolgt auch den im Lauf der Zeit durchgeführten Untersuchungen, denen zufolge die Böden in der Umgebung recht gleichartig scheinen.

Die physische Bestimmung nach Widerstands- und Festigkeitsparametern erfolgt mit Bezug auf die in Franzensfeste durchgeführten Probebohrungen:

- Vom 6.3.2010 bis zum 10.3.2010 westlich vom Bahnhof Franzensfeste durchgeführte Probebohrung Fo-B-06-09.
- Vom 23.3.2010 bis zum 25.3.2010 im Bahnhof durchgeführte Probebohrung Fo-B-07-09.
- Vom 15.3.2010 bis zum 18.3.2010 im Bahnhofsparkplatz durchgeführte Probebohrung Fo-B-08-09.
- Vom 26.3.2010 bis zum 29.3.2010 im Bahnhof durchgeführte Probebohrung Fo-B-09-09.
- Vom 19.3.2010 bis zum 22.3.2010 im Bahnhof durchgeführte Probebohrung Fo-B-10-09.

Die Planunterlagen enthalten die Ergebnisse.

Nachstehend eine kurze Beschreibung der fünf Probebohrungen mit dem Grundwasserspiegel für die entsprechenden Schichten.

Probebohrung Fo-B-06-09 (Tiefe in m)

0,00 bis 1,40 m: kieshaltiger Sand
1,40 bis 2,60 m: Blöcke und Kiesel
2,60 bis 7,00 m: mit Sand vermischter Kies
7,00 bis 9,20 m: Granitfindlinge
9,20 bis 10,00 m: Kiesel mit Schlick und Sand
10,00 bis 15,00 m: mittelgrober Sand
15,00 bis 20,50 m: Kies
20,50 bis 22,30 m: Granitfindlinge
22,30 bis 30,00: Kies.

Kein Grundwasservorkommen.

Charakterisierung geotechnica.

Tuttavia, nelle vicinanze sono presenti numerosi sondaggi che possono essere verosimilmente utilizzati per la caratterizzazione dei terreni del sito, in base anche agli approfondimenti eseguiti nel tempo che hanno segnalato una certa omogeneità geologica nei dintorni.

Pertanto per la definizione fisica, cioè esplicitazione dei parametri di resistenza e rigidità, si è fatto riferimento ai sondaggi eseguiti a Fortezza e così denominati:

- Sondaggio Fo-B-06-09 (effettuato tra il 06/03/10 e 10/03/10 ubicato a Ovest della Stazione di Fortezza);
- Sondaggio Fo-B-07-09 (effettuato tra il 23/03/10 e 25/03/10 ubicato nella Stazione di Fortezza);
- Sondaggio Fo-B-08-09 (effettuato tra il 15/03/10 e 18/03/10 ubicato nel Parcheggio della Stazione di Fortezza);
- Sondaggio Fo-B-09-09 (effettuato tra il 26/03/10 e 29/03/10 ubicato nella Stazione di Fortezza);
- Sondaggio Fo-B-10-10 (effettuato tra il 19/03/10 e 22/03/10 ubicato nella Stazione di Fortezza).

Presenti nella documentazione a supporto del progetto.

Di seguito una breve descrizione dei cinque sondaggi elencati con la posizione della falda riportata nelle corrispondenti stratigrafie.

Sondaggio Fo-B-06-09 (le profondità sono espresse in m):

da 0,00 a 1,40 sabbia-ghiaiosa;
da 1,40 a 2,60 blocchi e ciottoli;
da 2,60 a 7,00 ghiaia con sabbia;
da 7,00 a 9,20 trovante granitico;
da 9,20 a 10,00 ghiaia e ciottoli con limo e sabbia;
da 10,00 a 15,00 sabbia medio grossolana;
da 15,00 a 20,50 ghiaia e ciottoli;
da 20,50 a 22,30 trovante granitico;
da 22,30 a 30,00 ghiaia e ciottoli.

Non è stata riscontrata la presenza di falda.

Probebohrung Fo-B-07-09 (Tiefe in m)

0,00 bis 1,35 m: Kies in Grundmasse aus Sand

1,35 bis 2,10 m: Granitfindlinge

2,10 bis 3,75 m: Kies

3,75 bis 4,15 m: Granitfindlinge

4,15 bis 12,00 m: Kies mit Sand und wenig Schlick

12,00 bis 20,00 m: Blöcke und Granitkies.

Kein Grundwasservorkommen.

Probebohrung Fo-B-08-09 (Tiefe in m)

0,00 bis 5,00 m: Sand und Kies

5,00 bis 14,00 m: sandhaltiger Kies

14,00 bis 15,00 m: schlammiger Sand mit wenig Kies

15,00 bis 20,00 m: Kies und Granitblöcke.

Kein Grundwasservorkommen.

Probebohrung Fo-B-09-09 (Tiefe in m)

0,00 bis 5,00 m: Kies

5,00 bis 14,00 m: Sand und leicht schlammiger Kies

14,00 bis 20,00 m: grober, leicht schlammiger Kiessand

20,00 bis 22,30 m: Blöcke und Granitkies

22,30 bis 23,50 m: Sand und Kies.

Grundwasserspiegel in 20,21 m Tiefe.

Probebohrung Fo-B-10-09 (Tiefe in m)

0,00 bis 0,90 m: kieshaltiger Sand

0,90 bis 1,65 m: mittelfeiner Sand

1,65 bis 2,00 m: kieshaltiger Sand

2,00 bis 2,15 m: Granitfindlinge

2,15 bis 6,00 m: Sand und Kies

6,00 bis 11,80 m: mittelfeiner Sand

11,80 bis 20,00 m: Blöcke und Granitkies.

Grundwasserspiegel in 17,90 m Tiefe.

3.2 STANDORTKENNZEICHNUNG**Sondaggio Fo-B-07-09** (le profondità sono espresse in m):

da 0,00 a 1,35 ghiaia in matrice sabbiosa;

da 1,35 a 2,10 trovante granitico;

da 2,10 a 3,75 ghiaia e ciottoli;

da 3,75 a 4,15 trovante granitico;

da 4,15 a 12,00 ghiaia e ciottoli da sabbiosi a deb. limosi;

da 12,00 a 20,00 blocchi, ciottoli e ghiaia granitici.

Non è stata riscontrata la presenza di falda.

Sondaggio Fo-B-08-09 (le profondità sono espresse in m):

da 0,00 a 5,00 sabbia con ghiaia e ciottoli;

da 5,00 a 14,00 ghiaia sabbiosa;

da 14,00 a 15,00 sabbia limosa debolmente ghiaiosa;

da 15,00 a 20,00 blocchi e ciottoli granitici.

Non è stata riscontrata la presenza di falda.

Sondaggio Fo-B-09-09 (le profondità sono espresse in m):

da 0,00 a 5,00 ghiaia e ciottoli;

da 5,00 a 14,00 sabbia con ghiaia legg. limosa;

da 14,00 a 20,00 sabbia grossolana ghiaiosa deb. limosa;

da 20,00 a 22,30 blocchi, ciottoli e ghiaia granitica;

da 22,30 a 23,50 sabbia con ghiaia o ghiaia con sabbia.

E' stata riscontrata la presenza di falda alla profondità di 20,21m.

Sondaggio Fo-B-10-09 (le profondità sono espresse in m):

da 0,00 a 0,90 sabbia ghiaiosa;

da 0,90 a 1,65 sabbia medio fine;

da 1,65 a 2,00 sabbia ghiaiosa;

da 2,00 a 2,15 trovante granitico;

da 2,15 a 6,00 sabbia con ghiaia;

da 6,00 a 11,80 sabbia medio fine;

da 11,80 a 20,00 blocchi, ciottoli e ghiaia granitica.

E' stata riscontrata la presenza di falda alla profondità di 17,90m.

3.2 SITO DI COSTRUZIONE - CARATTERIZZAZIONE

Die Beschreibung im vorhergehenden Abschnitt ergibt, dass es auch sicherheitsdienlich ist, die mechanischen Eigenschaften im Boden zu bestimmen.

- Reibungswinkel [°]: 30,00
- Bindigkeit [kPa]: 0,00
- Bindigkeit ohne Dränung [kPa]: 0,00
- Poisson-Verteilung [-]: 0,20
- Durchlässigkeit [m/s]: $10^{-3},0$
- Spezifisches Gewicht kN/m^3 : 19,00/19,00.

Die Überprüfung wird über einen Berechnungsschlüssel mit endlichen Größen (PLAXIS 3D TUNNEL) nach dem Mohr-Coulomb-Bruchkriterium dargestellt. Folglich ist es notwendig, das Verformungsmodul zu bestimmen.

Der Fachliteratur (*siehe PCA tickness design for concrete highway and street parameters – Illinois 1984*) entnommenen Werten gemäß sowie aus Sicherheitsgründen kann für Böden aus Sand und Kiessandgemisch mit wenig Schlick und Lehm als Konstante für den Fundamentboden $K = 47 \text{ MPa/m}$ angenommen werden. Die Multiplikation mit einem einheitlichen Wert für die Fläche ergibt $K = 47 \text{ MN/m}$.

Die Relationen

ergeben

$$E = \frac{K \cdot L}{A} = \frac{47 \frac{MN}{m} \cdot L}{B \cdot L} = \frac{47}{15,79} = 2.976,57 \frac{kN}{m^2} = 3.000 \frac{kN}{m^2}$$

wobei B die Querschnittsbasis für den geplanten Erddamm darstellt.

3.3 DAMM – KENNZEICHNUNG

Der Erddamm ist nach folgenden Kennwerten für Festigkeit und Verformung geplant:

- Verformungsmodul [kPa] ≥ 2.000

In riferimento alle descrizioni del paragrafo precedente, risulta evidente come, è possibile definire anche a vantaggio della sicurezza, le seguenti proprietà meccaniche del terreno:

- Angolo di attrito [°]: 30,00;
- Coesione [kPa]: 0,00;
- Coesione non drenata [kPa]: 0,00;
- Coefficiente di Poisson [-]: 0,20;
- Permeabilità [m/s]: $10^{-3},0$;
- Peso Specifico [kN/m^3]: 19,00/19,00.

La verifica sarà eseguita con un codice di calcolo agli elementi finiti (PLAXIS 3D TUNNEL) mediante il modello costitutivo di Mohr-Coulomb. E' pertanto necessario definire il modulo di deformazione del terreno di fondazione.

Mediante valori di letteratura (vedi P.C.A. Tickness design for concrete highway and street parameters – Illinois 1984), operando sempre scelte a favore della sicurezza, per terreni costituiti da miscele di sabbie e sabbie ghiaiose contenenti quantità moderate di limo e argilla è possibile definire un valore della costante di sottofondo del terreno K pari a 47 MPa/m , che se moltiplicato per un valore di area unitaria si ottiene un valore della costante di sottofondo $K = 47 \text{ MN/m}$.

Dalle seguenti relazioni fisico/matematiche:

$$F = K \cdot u$$

$$F = \sigma \cdot A$$

$$u = \varepsilon \cdot L$$

Si ottiene:

$$\sigma \cdot A = K \cdot u$$

$$E \cdot \varepsilon \cdot A = K \cdot \varepsilon \cdot L$$

In cui B rappresenta la base della sezione del terrapieno da costruire.

3.3 ARGINE - CARATTERIZZAZIONE

Il corpo del terrapieno è pensato avente le seguenti caratteristiche di resistenza e deformazione:

- Modulo di deformazione [kPa] ≥ 2.000 ;

- Reibungswinkel [°]: 25,00
- Bindigkeit [kPa]: 5,00
- Bindigkeit ohne Dränung [kPa]: 200,00
- Poisson-Verteilung [-]: 0,20
- Durchlässigkeit [m/s]: $10^{-8},0$
- Spezifisches Gewicht kN/m^3 : 21,00/21,00.
- Angolo di attrito [°]: 25,00;
- Coesione efficace [kPa]: 5,00;
- Coesione non drenata [kPa]: 200,00;
- Coefficiente di Poisson [-]: 0,20;
- Permeabilità [m/s]: $10^{-8},0$;
- Peso specifico $[\text{kN/m}^3]$: 21,00/21,00

Der Wert für die Bindigkeit ohne Dränung wurde der maßgeblichen Einteilung gemäß für Böden Typ B gewählt.

La coesione non drenata è stata scelta in funzione della classificazione normativa per terreni di tipo "B".

Das entsprechende Verformungsmodul errechnet sich aus folgender Relation:

Il modulo di deformazione in caso di analisi non drenata è calcolato dalla seguente relazione:

$$Eu = \frac{3 \cdot E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

4 LASTANALYSE

Auf den Erddamm wirken zusätzlich zum Eigengewicht Schnee, Wind und Erdbeben. Die Erdbebenberechnung ist auf den Damm selbst beschränkt.

4 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni agenti sul terrapieno sono rappresentate, oltre che dal peso proprio, dall'azione della neve, dall'azione del vento, e dal sisma, quest'ultimo pensato agente solo sull'argine.

4.1 WINDDRUCK

Gemäß Ministerialverordnung vom 14.1.2008 ist der Standort als Zone 1 mit folgenden Eigenschaften (Abschnitt 3.2.2 – Kennwerte) zu werten:

4.1 AZIONE DEL VENTO

Secondo il DM 14/01/2008 la zona di costruzione ricade in Zona 1 con le seguenti caratteristiche (Par. 3.3.2 Valori di riferimento):

- $v_{bo} = 25\text{m/s}$;
- $a_o = 1.000\text{m}$;
- $Ka = 0,010 \left(\frac{1}{s}\right)$.

Der Standort liegt auf 837,85 m ü. d. M. Da $a_s < a_o$, ergibt sich: $v_b = v_{bo}$

Il sito si trova ad un'altezza sul livello del mare pari ad $a_s = 837,85\text{m}$. Poiché $a_s < a_o$ si ha: $v_b = v_{bo}$.

Der Winddruck entspricht:

L a pressione del vento può essere, allora, espressa come:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

- kinetischer Druck $q_b = 0,015625 \text{ kN/m}^2$,
- c_e = Belastungsfaktor,
- die Formzahl $c_p = 1$,
- der dynamische Koeffizient $c_d = 1$.
- q_b è la pressione cinetica di riferimento pari a $0,015625 \text{ kN/m}^2$;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di forma pari ad uno;
- c_d è il coefficiente dinamico pari ad uno.

Da es sich um Belastungsklasse IV handelt, sind für den Belastungsfaktor folgende Kennwerte einzurechnen:

Essendo la categoria di esposizione la IV, si hanno i

seguenti parametri per il calcolo del coefficiente di esposizione:

- $Kr = 0,22$;
- $z_o(m) = 0,30$;
- $z_{min}(m) = 8$.

$$\text{wobei } z < z_{min} \Rightarrow ce(z) = ce(z_{min}) = kr^2 \cdot ct \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \cdot \left[7 + ct \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] = 1,63$$

Der Vermessungsfaktor ct entspricht 1.

ct è il coefficiente di topografia posto pari ad uno.

Folglich entspricht der Winddruck:

Ne consegue che la pressione del vento risulta essere pari a:

$$p = qb \cdot ce \cdot cp \cdot cd = 0,0255 \text{ kN/m}^2.$$

4.2 SCHNEELAST

4.2 AZIONE DELLA NEVE

Die Schneelast kann gemäß Ministerialverordnung vom 14.1.2008 wie folgt berechnet werden:

Secondo il DM 14/01/2008 paragrafo 3.4.1 la pressione della neve può essere calcolata come:

$$qs = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot Ce \cdot Ct$$

wobei q_{sk} der Kennwert für die Schneelast am Boden auf 200 m ü. d. M. ist und wie folgt berechnet werden kann:

In cui q_{sk} è il valore caratteristico del carico di neve al suolo che, per altezze sul livello del mare maggiore dei 200m, può essere calcolato come:

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{as}{728}\right)^2\right] = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{837,85}{728}\right)\right] = 3,23 \text{ kN/m}^2;$$

während:

mentre:

- μ_i = Formkennzahl = 0,8,
- Ce = Belastungsfaktor = 1,0,
- Ct = Temperaturkoeffizient = 1,0.

- μ_i = coefficiente di forma = 0,8;
- Ce = coefficiente di esposizione = 1,0;
- Ct = coefficiente termico = 1,0.

In queste ipotesi il carico da neve è pari a $q_s = 2,60 \text{ kN/m}^2$.

4.3 ERDBEBENPARAMETER

4.3 PARAMETRI SISMICI

Gemäß Ministerialverordnung vom 14.1.2008, Abschnitt 3.2 (Erdbebenwirkung) wurden folgende Kennzahlen festgelegt:

In riferimento al capitolo 3.2 del DM 14/01/2008 (Azione Sismica) e definiti i seguenti parametri:

Gemeinde Franzensfeste

- Erwartete Lebensdauer = 10 Jahre (Absch. 2.4.1., NTB-08),
- Nutzungsklasse I (Absch. 2.4.2, NTB-08),
- Bezugswert Lebensdauer 7 Jahre (Absch. 2.4.3, NTB-08);
- $V_r \leq 35 \text{ Jahre} \Rightarrow V_r = 35 \text{ Jahre}$.
-

- Comune di Fortezza;
- Vita Nominale=10 anni (Par. 2.4.1.NTC-08);
- Classe d'uso I (Par. 2.4.2 NTC-08);
- Vita di riferimento 7 anni (Par. 2.4.3 NTC-08);
- $V_r \leq 35 \text{ Anni} \Rightarrow V_r = 35 \text{ Anni}$.

Si sono ottenuti i seguenti valori per i diversi Stati Limite:

Stato Limite	T_R	a_g	F_o	T_c^*
--------------	-------	-------	-------	---------

	Anni	[g]	[-]	[s]
SLO	30	0,016	2,545	0,141
SLD	35	0,017	2,528	0,152
SLV	332	0,042	2,536	0,326
SLC	682	0,052	2,644	0,369

Ausschließlich der Grenzzustand wird analysiert.

Sarà analizzato il solo Stato Limite Ultimo di Collasso.

Mit Bezug auf Abschnitt 7.11 (geotechnische Systeme) für Bodenklasse C kann die höchste Beschleunigung am Boden wie folgt berechnet werden:

In riferimento al capitolo 7.11 (Sistemi Geotecnici) per classi di terreno tipo "C", terreno di fondazione dell'argine, la massima accelerazione al suolo può essere calcolata come:

$$\frac{amax}{g} = S_s \cdot S_T \cdot \frac{ag}{g} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,052 = 0,078$$

S_s ist der Faktor für die Schichtverstärkung, S_T der Faktor für die Geländeverstärkung.

Dove S_s e S_T sono rispettivamente il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed il coefficiente di amplificazione topografica.

Bei stabilen Hängen und β_s = 0,20 errechnen sich folgende Erdbeben-Vermehrungsfaktoren:

Posto, ancora, β_s = 0,20 nel caso di stabilità dei pendii, si ottengono i seguenti coefficienti sismici moltiplicativi delle masse:

$$K_h = \beta_s \cdot amax = 0,0156$$

$$K_v = \pm 0,5 \cdot K_h = \pm 0,0078$$

Dabei ist zu berücksichtigen, dass Erdbeben am Damm bei 34,02 m³ Rauminhalt je Längenmeter folgende pseudostatische Beanspruchungen verursachen:

Tenendo in considerazione che il volume dell'argine è di 34,02 m³ a metro lineare si ottengono le seguenti forze pseudo-statiche dovute all'azione del sisma:

$$F_h = 0,0156 \cdot 34,02 \cdot 21 = 11,15 \text{ kN}$$

$$F_v = \pm 0,0078 \cdot 34,02 \cdot 21 = \pm 5,57 \text{ kN}$$

Diese Kräfte sind am Massenmittelpunkt im Erddamm zur Anwendung zu bringen.

Tali forze devono essere applicate al centro delle masse del terrapieno.

Die nachstehende Tabelle weist den Massenmittelpunkt und den Schwerpunkt im Erddamm aus.

La tabella seguente mostra la determinazione del centro di massa, baricentro, del terra pieno.

Punti	X	Y	Area	Peso	W	Massa	X _G RELATIVO	Y _G RELATIVO
[ID]	[m]	[m]	[m ²]	[Kg/m ³]	[Kg]	[kN]	[m]	[m]
1	2,05	0,58	2,31	2.100,00	4.861,08	0,50	7,920031	1,435978
2	3,38	0,88	2,64	2.100,00	5.535,39	0,56		
3	5,58	0,88	5,08	2.100,00	10.657,50	1,09		
4	6,38	2,40	2,78	2.100,00	5.837,37	0,60		
5	8,52	1,84	11,05	2.100,00	23.198,28	2,36		
6	11,37	1,35	10,17	2.100,00	21.355,53	2,18		

5 ÜBERPRÜFUNGEN

Dieser Abschnitt erläutert die für den Erdwall und die Fundamente geotechnischen Untersuchungen, insbesondere:

- Tragfähigkeit am Fundamentboden,
- Kippsicherheit
- Gleitfähigkeit
- Stabilität
- Verflüssigung
- Grundbruch.

5.1 FUNDAMENTBODEN – TRAGFÄHIGKEIT

Die Überprüfung erfolgte gemäß NTB aus dem Jahr 2008, über Ansatz 2: A1 + M1 + R3.

A1 sind die Verstärkungsfaktoren, M1 die Teil-Reduktionskoeffizienten für die Werkstoffe, R3 die Sicherheitsfaktoren.

5 VERIFICHE

In questo paragrafo vengono illustrate le verifiche geotecniche eseguite del complesso terrapieno-terreno di fondazione, in particolare:

- verifica della capacità portante del terreno di fondazione;
- verifica a ribaltamento del terrapieno;
- verifica a scorrimento del terrapieno;
- verifica della stabilità globale;
- verifica a liquefazione;
- verifica a sifonamento.

5.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

La verifica, in riferimento alle NTC del 2008, è stata eseguita mediante l'approccio 2: „A1 + M1+ R3“.

In cui A1 rappresentano i coefficienti amplificativi delle azioni, M1 i coefficienti parziali riduttivi dei materiali, R3 i coefficienti di sicurezza.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Die schwierigsten Bedingungen für senkrechte La condizione più gravosa per la determinazione del carico

Beanspruchung sind – abgesehen von Erdbeben – das Eigengewicht in Kombination mit der Schneelast.

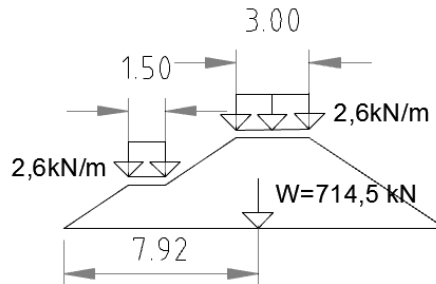
verticale, trascurando il sisma, è rappresentato dal peso proprio del terrapieno combinato con le azioni verticali del carico da neve.

Die Einwirkung auf den Boden kann mit Bezug auf die nachstehend abgebildete Form bestimmt werden:

In riferimento alla geometria riportata nella figura successiva è possibile determinare il carico agente sul terreno:

$$F = (714,5 \cdot 1,3) + (2,6 \cdot 3 + 2,6 \cdot 1,5) \cdot 1,5 = 946,40 \text{ kN}$$

$$q = \frac{F}{A} = \frac{946,40}{15,76 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}} = 60,00 \text{ kN/m}^2$$



Die Grenzbelastung für den Boden lässt sich mit der Terzaghi-Formel berechnen:

Il carico limite del terreno può essere determinato attraverso la formulazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

wobei

in cui:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

Bei Erdbeben werden diese Faktoren:

Gli stessi coefficienti in caso di sisma diventano:

$$N_c = N_c \cdot \varepsilon_c; \quad \varepsilon_c = 1 - 0,32 \cdot kh$$

$$N_q = N_q \cdot \varepsilon_q; \quad \varepsilon_q = \varepsilon_\gamma$$

$$N_\gamma = N_\gamma \cdot \varepsilon_\gamma; \quad \varepsilon_\gamma = \left(1 - \frac{kh}{\tan \varphi} \right)^{0,35}$$

Die Ergebnisse:

I risultati ottenuti sono i seguenti:

$$q_{lim}(\text{statico}) = 1.308 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{lim}(\text{sisma}) = 1.292 \text{ kN/m}^2$$

5.2 KIPPSICHERHEIT

Erdbeben sind nicht gleichzeitig mit dem Wind zu berücksichtigen, folglich sind drei Bedingungen zu prüfen:

- Eigengewicht + Wind
- Eigengewicht + Erdbeben

5.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

Il sisma non lo si considera agente contemporaneamente al vento, sono, quindi; da verificare tre diverse condizioni:

- peso proprio + vento;
- peso proprio + sisma;

- Eigengewicht + Hochwasser.

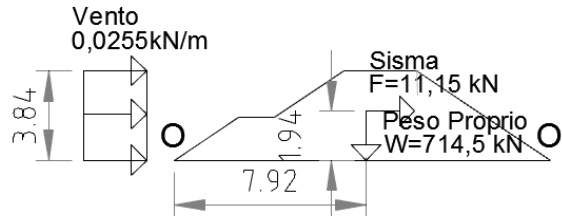
- peso proprio + massima piena.

Aus Sicherheitsgründen ist die Schneelast als Stabilisationsfaktor nicht berücksichtigt.

A vantaggio di sicurezza non si considera il contributo stabilizzante della neve.

Nachstehend die schematische Darstellung mit den Abständen von den berücksichtigten Drehpunkten.

Lo schema geometrico, in cui sono riportate le distanze delle forze dai centri di rotazione considerati, sono di seguito riportati.



Kippbewegung bei Wind (im Verhältnis zu O)

Kippmoment = $3,84 \times 3,84 / 2 \times 0,0255 \times 1,5 = 0,282 \text{ kNm}$,

Stabilitätsmoment $7,92 \times 714,5 \times 0,9 = 5.092,96 \text{ kNm}$.

Nachgeprüft.

Kippbewegung bei Erdbeben (im Verhältnis zu O)

Kippmoment = $1,94 \times 11,15 = 21,63 \text{ kNm}$,

Stabilitätsmoment = $7,92 \times 714,5 \times 0,9 = 5.092,96 \text{ kNm}$.

Nachgeprüft.

Kippbewegung bei Hochwasser (im Verhältnis zu O)

Kippmoment = $\frac{1}{2} \times \gamma_w \times H \times H \times 1,5 \times H \times \frac{1}{3} = 141,56 \text{ kNm}$

Stabilitätsmoment = $7,59 \times 714,5 \times 0,9 = 4.880,75 \text{ kNm}$.

Nachgeprüft.

5.3 GLEITFÄHIGKEIT

Die Gleitfähigkeit wurde mit Annahme $FS > 1$ über den Ansatz A1 + M1 + R3 überprüft.

Der Sicherheitsfaktor entspricht:

$$FS = \frac{N \cdot tg(\frac{2}{3} \times \varphi)}{T} \geq 1$$

Erdbeben sind nicht gleichzeitig mit dem Wind zu

Ribaltamento in condizione di Vento (rispetto ad O)

Momento ribaltante = $3,84 \times 3,84 / 2 \times 0,0255 \times 1,5 = 0,282 \text{ kNm}$

Momento stabilizzante = $7,92 \times 714,5 \times 0,9 = 5.092,96 \text{ kNm}$

Verificato.

Ribaltamento sotto sisma (rispetto ad O)

Momento ribaltante = $1,94 \times 11,15 = 21,63 \text{ kNm}$

Momento stabilizzante = $7,92 \times 714,5 \times 0,9 = 5.092,96 \text{ kNm}$.

Verificato.

Ribaltamento in condizione di massima piena (rispetto ad O')

Momento ribaltante = $\frac{1}{2} \times \gamma_w \times H \times H \times 1,5 \times H \times \frac{1}{3} = 141,56 \text{ kNm}$

Momento stabilizzante = $7,59 \times 714,5 \times 0,9 = 4.880,75 \text{ kNm}$.

Verificato.

5.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento è eseguita mediante l'approccio „A1+M1+R3“ ed imponendo che il FS sia maggiore dell'unità.

Il fattore di sicurezza è definito come:

Il sisma non lo si considera agente contemporaneamente al

berücksichtigen, folglich sind drei Bedingungen zu prüfen:

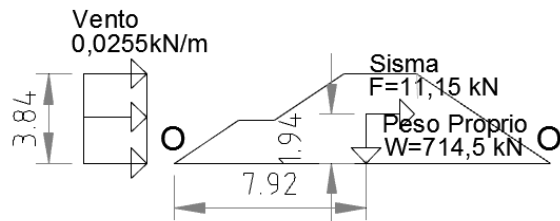
- Eigengewicht + Wind
- Eigengewicht + Erdbeben
- Eigengewicht + Hochwasser.

Aus Sicherheitsgründen ist die Schneelast als Stabilisationsfaktor nicht berücksichtigt.

vento, sono, quindi da verificare tre diverse condizioni:

- peso proprio + vento;
- peso proprio + sisma;
- peso proprio + massima piena

A vantaggio di sicurezza non si considera il contributo stabilizzante della neve.



Gleitbewegung bei Wind

Scorrimento in condizioni di Vento

$$FS = \frac{714,5 \times \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \times 30 \right)}{3,84 \times 0,0255 \times 1,5 \times 1,1} = \textit{verificato}$$

Gleitbewegung bei Erdbeben

Scorrimento in condizione di Sisma

$$FS = \frac{714,5 \times \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \times 30 \right)}{11,15 \times 1,1} = \textit{verificato}$$

Gleitbewegung bei Hochwasser

Scorrimento in condizione di Massima Piena

$$FS = \frac{714,5 \times \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \times 30 \right)}{\frac{1}{2} \times \gamma_w \times H \times H \times 1,1} = \textit{verificato}$$

5.4 ALLGEMEINE STABILITÄT

Die allgemeine Stabilität ist gemäß NTB aus dem Jahr 2008 nach Ansatz 1 – Kombination 2 zu überprüfen: A2 + M2 + R2, wobei als Teilfaktor für den Widerstand 1,1 anzunehmen ist.

Bei der Analyse für die Suche nach dem für die allgemeine Stabilität wirksamen Sicherheitsfaktor wurden die nachstehenden Kombinationen berücksichtigt:

A: Eigengewicht + Schnee

A1: Verhältnisse mit Drainage (aktuelle Parameter)

A2: Verhältnisse ohne Drainage (Gesamtspannung)

B: Eigengewicht + Wind

B1: Verhältnisse mit Drainage (aktuelle Parameter)

5.4 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale devono essere effettuate, in riferimento alle NTC 2008, secondo l'approccio 1 – combinazione 2, ossia: „A2+M2+R2“, in cui il coefficiente parziale delle resistenze è posto pari a 1,1.

Le analisi per la ricerca del minimo coefficiente di sicurezza alla stabilità globale sono state effettuate combinando le azioni come di seguito riportato:

A. Peso proprio + Neve;

A1. Condizioni drenate (mediante l'utilizzo dei parametri efficaci);

A2. Condizioni non drenate (in termini di tensioni totali);

A) Peso proprio + Vento;

B1. Condizioni drenate (mediante l'utilizzo dei

B2: Verhältnisse ohne Drainage (Gesamtspannung)

parametri efficaci);

B2. Condizioni non drenate (in termini di tensioni totali);

C: Eigengewicht + Erdbeben in Richtung X positiv

B) Peso proprio + sisma in direzione X positiva;

C1: Verhältnisse mit Drainage (aktuelle Parameter)

C1. Condizioni drenate (mediante l'utilizzo dei parametri efficaci);

C2: Verhältnisse ohne Drainage (Gesamtspannung)

C2. Condizioni non drenate (in termini di tensioni totali);

D: Eigengewicht + Erdbeben in Richtung X positiv

D1: Verhältnisse mit Drainage (aktuelle Parameter)

C) Peso proprio + sisma in direzione X negativa;

D2: Verhältnisse ohne Drainage (Gesamtspannung)

D1. Condizioni drenate (mediante l'utilizzo dei parametri efficaci);

D2. Condizioni non drenate (in termini di tensioni totali).

Die Verhältnisse ohne Drainage wurden nach der PLAXIS-Nomenklatur untersucht.

La condizione non drenata è stata indagata secondo il metodo "C" della nomenclatura Plaxis.

Folglich wurden die nachstehend angeführten Parameter verwendet:

Ciò significa che sono stati utilizzati i seguenti parametri e tipi di materiale:

- $E = E_{\text{UNDREINAD}} = 2.500 \text{ kN/m}^2$;

- $\phi = 0^\circ$;

- $c = c_{\text{UNDREINAD}} = 200 \text{ kPa}$;

- $v = v_{\text{UNDREINAD}} = 0,495 [-]$;

- Material: mit Drainage Tipo di Materiale: drenato.

Lediglich das Baumaterial für den Damm kann als drainagefrei betrachtet werden, weil das Untergrundmaterial grobkörnig und nicht bindig ist.

Si tenga presente che solo il materiale costituente l'argine può essere considerato con le sue caratteristiche non drenate essendo il materiale di sottofondo granulare, grossolano e non coesivo.

Bei den Analysen A, B, C und D wurden zwei mögliche Pegelstände berücksichtigt:

Le analisi A, B, C e D, sopra elencate, sono state tutte eseguite con due possibili livelli di falda:

- derzeitiger Grundwasserpegel

- stato di falda attuale;

- gestiegener Grundwasserpegel.

- innalzamento di falda.

Die Wirkungen wurden mit Hochwasser und folgenden Reduktionskoeffizienten kombiniert:

Le azioni sono state combinate con la piena tenendo in considerazione i seguenti coefficienti riduttivi:

- $\Psi_{0j} = 0,5$ (Kombination mit Schnee auf bis zu 1.000 m Höhe und Hochwasser) – (siehe Tabelle 2.5.I, NTB 2008);

- $\Psi_{0j} = 0,5$ (per combinare l'azione della neve, per altezze inferiori ai 1.000m con l'azione di massima piena) – (vedi Tabella 2.5.I NTC 2008);

- $\Psi_{0j} = 0,6$ (Kombination mit Wind und Hochwasser) – (siehe Tabelle 2.5.I, NTB 2008);
- $\Psi_{0j} = 0,5$ (Kombination mit Hochwasser und Erdbeben) – (wie bei den beiden vorhergehenden Punkten).

Ergebnisse:

1. $\gamma_G \times G_k + \gamma_q \times Q_k$ (derzeitiger Grundwasserpegel mit Drainage)
3. $\gamma_G \times G_k + \gamma_q \times Q_k$ (derzeitiger Hochwasserpegel ohne Drainage)
5. $\gamma_G \times G_k + \text{Erdbeben}$ (derzeitiger Grundwasserpegel mit Drainage)
7. $\gamma_G \times G_k + \text{Erdbeben}$ (derzeitiger Hochwasserpegel ohne Drainage)
9. $\gamma_G \times G_k + \Psi_{0j} \times \gamma_q \times Q_k +$ (derzeitiger Grundwasserpegel mit Drainage)
11. $\gamma_G \times G_k + \Psi_{0j} \times \gamma_q \times Q_k +$ (derzeitiger Hochwasserpegel ohne Drainage)
13. $\gamma_G \times G_k + \text{Erdbeben} + \Psi_{0j} \times$ (derzeitiger Grundwasserpegel mit Drainage)
15. $\gamma_G \times G_k + \text{Erdbeben} + \Psi_{0j} \times$ (derzeitiger Hochwasserpegel ohne Drainage).

Die Analysen wurden nach dem Berechnungsschlüssel für endliche Größen PLAXIS 3D Tunnel mit der Methode *c/Phi-Reduction* durchgeführt, bei dem die Widerstände iterativ abnehmen, bis der kleinste Sicherheitsfaktor erreicht ist.

Die nachstehende Abbildung zeigt die beiden, in der Analyse berücksichtigten Pegelstände.

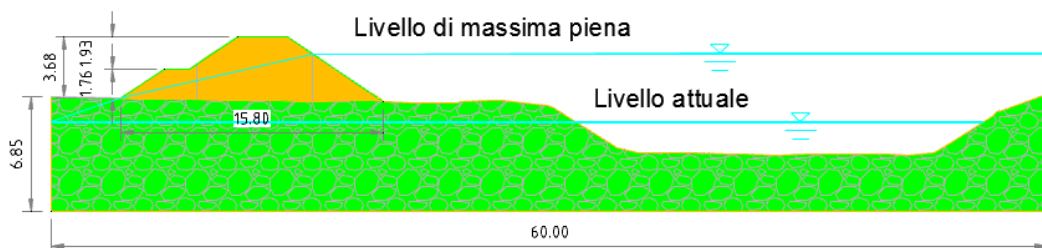
- $\Psi_{0j} = 0,6$ (per combinare l'azione del vento con l'azione di massima piena) – (vedi Tabella 2.5.I NTC 2008);
- $\Psi_{0j} = 0,5$ (per combinare l'azione di massima piena con il sisma) – (in analogia ai punti precedenti).

Si sono ottenute le seguenti combinazioni di calcolo:

2. $\gamma_G \times G_k + \gamma_q \times Q_k$ (Livello Falda Attuale condizione drenata);
4. $\gamma_G \times G_k + \gamma_q \times Q_k$ (Livello Falda Attuale condizione non drenata);
6. $\gamma_G \times G_k + \text{Sisma}$ (Livello Falda Attuale condizione drenata);
8. $\gamma_G \times G_k + \text{Sisma}$ (Livello Falda Attuale condizione non drenata);
10. $\gamma_G \times G_k + \Psi_{0j} \times \gamma_q \times Q_k +$ (Livello Falda Piena condizione drenata);
12. $\gamma_G \times G_k + \Psi_{0j} \times \gamma_q \times Q_k +$ (Livello Falda Piena condizione non drenata);
14. $\gamma_G \times G_k + \text{Sisma} + \Psi_{0j} \times$ (Livello Falda Piena condizione drenata);
16. $\gamma_G \times G_k + \text{Sisma} + \Psi_{0j} \times$ (Livello Falda Piena condizione non drenata);

Le analisi sono state eseguite attraverso il codice di calcolo numerico, agli elementi finiti, PLAXIS 3D Tunnel, con il metodo "c/Phi Reduction" in cui le resistenze vengono iterativamente diminuite fino a raggiungere il minimo fattore di sicurezza.

La figura successiva mostra i due livelli di falda considerati nelle analisi.



5.4.1 Strukturbeschreibung

5.4.1 Descrizione della geometria

Das Programm berücksichtigt auf der Ebene mit 15 Knoten isoparametrische Modelle, Typ Wedge, die dann umgeformt werden und ein pseudodreieckiges Raumgitter (Mesh) bilden.

Die allgemeinen Eigenschaften:

Model: 3D parallels planes;

Elements: 15-Nodes wedge;

Number of elements: 734;

Number of nodes: 3.586;

Average element size: 962,44 x 10⁻³m

Die nachstehenden Tabellen zeigen die aus den genannten Analysen errechneten Sicherheitsfaktoren.

Il programma considera modelli isoparametrici di forma triangolare nel piano a 15 nodi, del tipo Wedge, che vengono poi estrusi in una direzione a formare una mesh pseudo-tridimensionale del problema.

Le caratteristiche generali sono:

Le tabelle seguenti riportano i fattori di sicurezza delle analisi sopra elencate.

5.4.2 Analyseergebnisse in Zahlen

5.4.2 Risultati numerici delle analisi

Combinazione: Peso Proprio + Neve					
Livello di Falda	Analisi	FS	γR	FS Finale	Test
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Attale	Drenata	2,625	1,100	2,386	OK
Piena	Drenata	1,690	1,100	1,536	OK
Attuale	Non Dr.	1,973	1,100	1,794	OK
Piena	Non Dr.	1,124	1,100	1,022	OK

Combinazione: Peso Proprio + Vento					
Livello di Falda	Analisi	FS	γR	FS Finale	Test
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Attale	Drenata	1,874	1,100	1,704	OK
Piena	Drenata	1,963	1,100	1,785	OK
Attuale	Non Dr.	2,024	1,100	1,840	OK
Piena	Non Dr.	1,122	1,100	1,020	OK

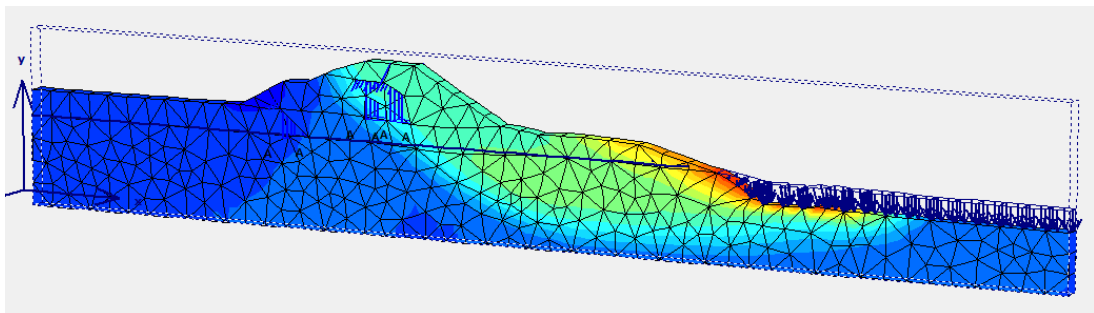
Combinazione Peso Proprio + Sisma X Positivo					
Livello di Falda	Analisi	FS	γR	FS Finale	Test
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Attale	Drenata	1,708	1,100	1,553	OK
Piena	Drenata	1,801	1,100	1,637	OK
Attuale	Non Dr.	1,914	1,100	1,740	OK
Piena	Non Dr.	1,193	1,100	1,085	OK

Combinazione Peso Proprio + Sisma X Negativo					
Livello di Falda	Analisi [-]	FS [-]	γ_R [-]	FS Finale [-]	Test [-]
Attuale	Drenata	1,440	1,100	1,309	OK
Piena	Drenata	1,618	1,100	1,471	OK
Attuale	Non Dr.	1,857	1,100	1,688	OK
Piena	Non Dr.	1,149	1,100	1,045	OK

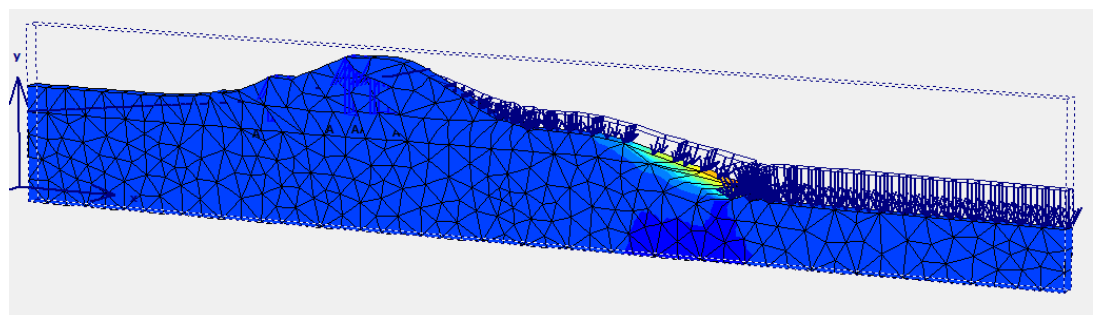
5.4.3 Analyseergebnisse – graphische Darstellung

Die Zunahme wurde graphisch auf der X-Achse lediglich zum Zweck dargestellt, die Bruchdynamik für das geotechnische System zu zeigen. Der Wert in Zahlen fehlt, weil unerheblich.

Eigengewicht + Schnee (derzeitiger Pegelstand) mit Drainage



Eigengewicht + Schnee (höchster Pegelstand) mit Drainage



Eigengewicht + Schnee (derzeitiger Pegelstand) ohne Drainage

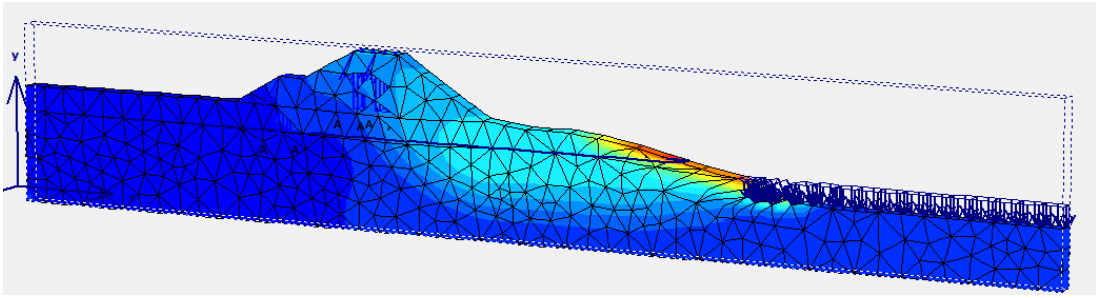
5.4.3 Risultati grafici delle analisi

Dal punto di vista grafico sono riportati gli spostamenti incrementali in direzione X, non in valore numerico perché non significativi, al solo fine di mostrare i cinematismi di rottura del sistema geotecnico.

Peso Proprio + Neve (livello Falda: Attuale) – Condizione Drenata

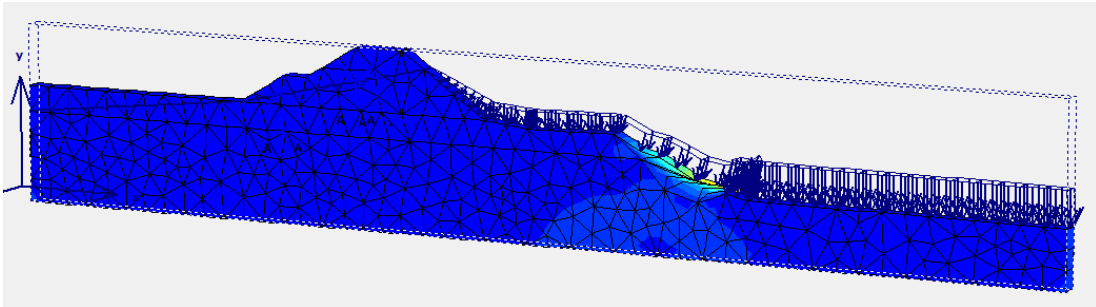
Peso Proprio + Neve (livello Falda: Piena) – Condizione Drenata

Peso Proprio + Neve (livello Falda: Attuale) – Condizione Non Drenata



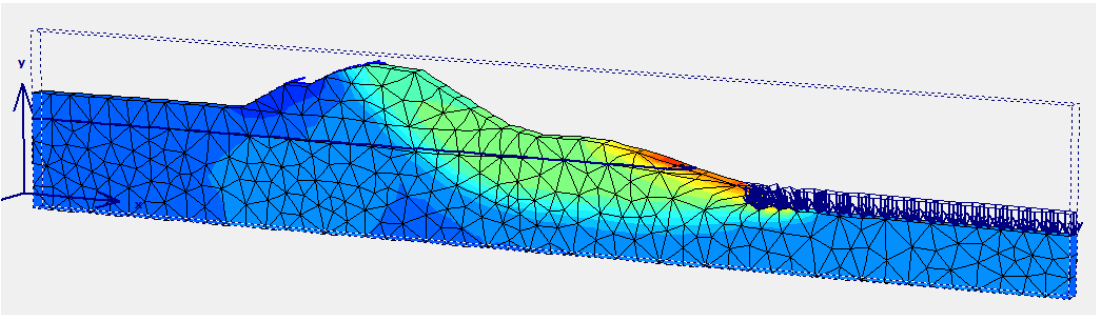
Eigengewicht + Schnee (höchster Pegelstand) ohne Drainage

Peso Proprio + Neve (livello Falda: Piena) – Condizione Non Drenata



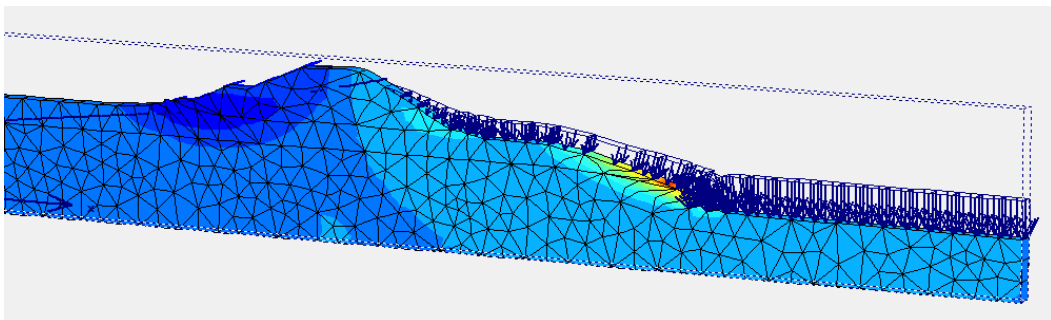
Eigengewicht + Wind (derzeitiger Pegelstand) mit Drainage

Peso Proprio + Vento (livello Falda: Attuale) – Condizione Drenata



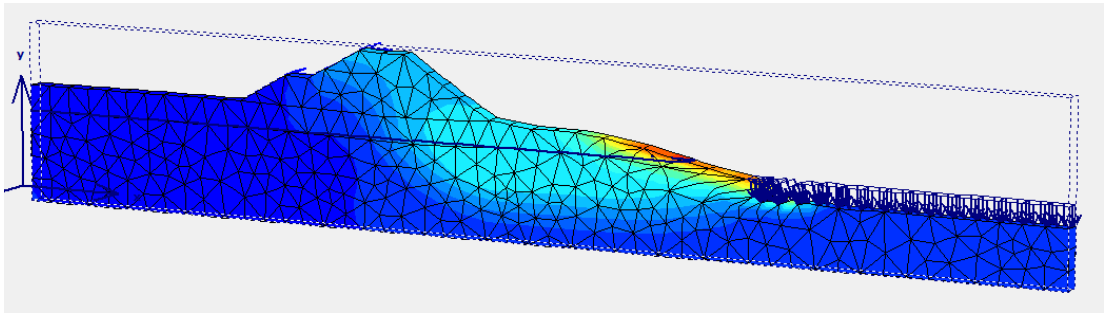
Eigengewicht + Wind (höchster Pegelstand) mit Drainage

Peso Proprio + Vento (livello Falda: Piena) – Condizione Drenata



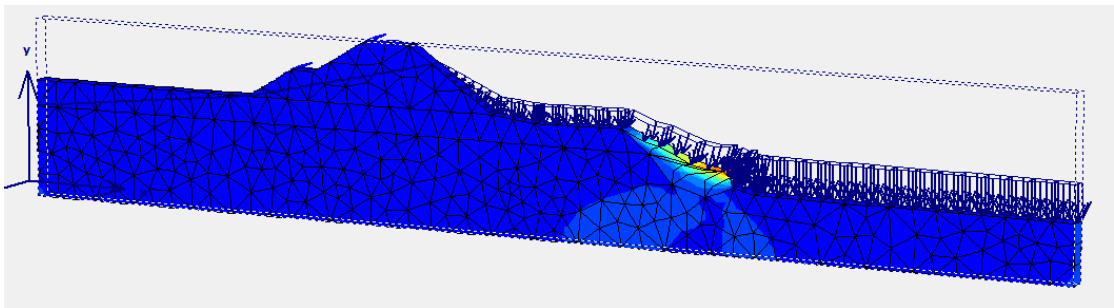
Eigengewicht + Wind (derzeitiger Pegelstand) ohne Drainage

Peso Proprio + Vento (livello Falda: Attuale) – Condizione Non Drenata



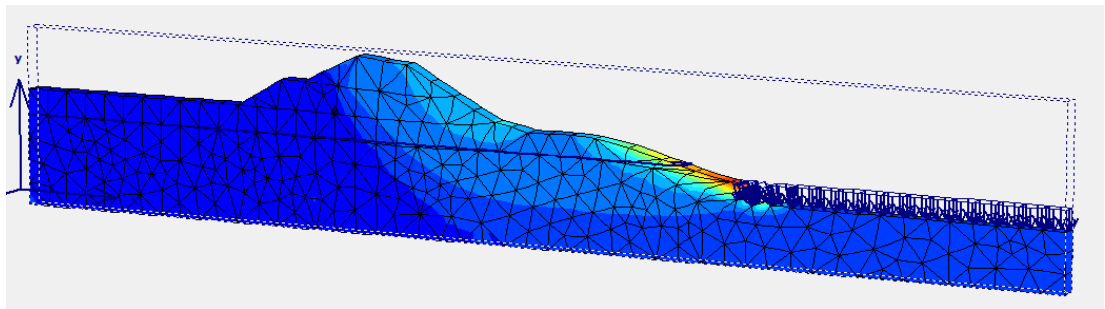
Eigengewicht + Wind (höchster Pegelstand) ohne Drainage

Peso Proprio + Vento (livello Falda: Piena) – Condizione Non Drenata



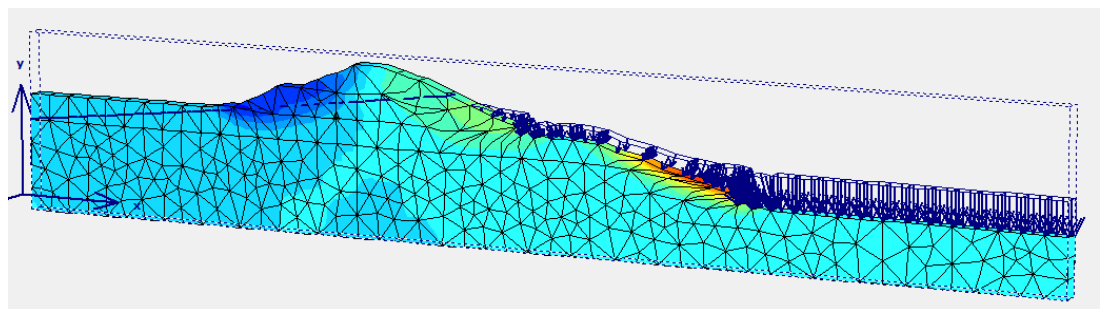
Eigengewicht + Erdbeben X-positiv (derzeitiger Pegelstand) mit Drainage

Peso Proprio + Sisma X Positivo (livello Falda: Attuale) – Condizione Drenata



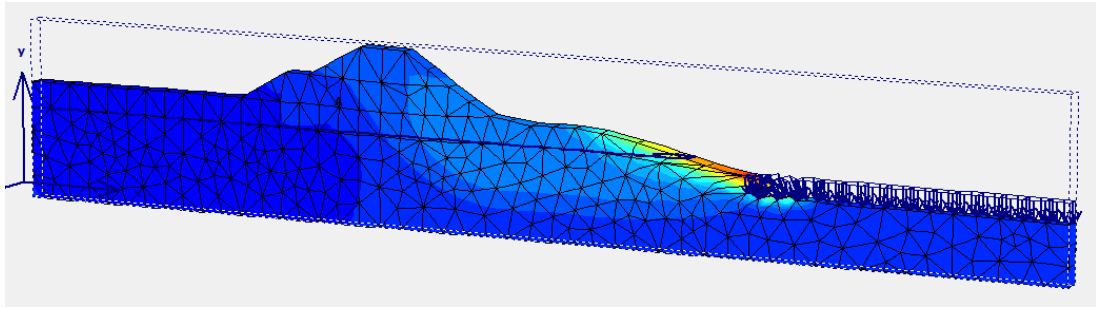
Eigengewicht + Erdbeben X-positiv (höchster Pegelstand) mit Drainage

Peso Proprio + Sisma X Positivo (livello Falda: Piena) – Condizione Drenata

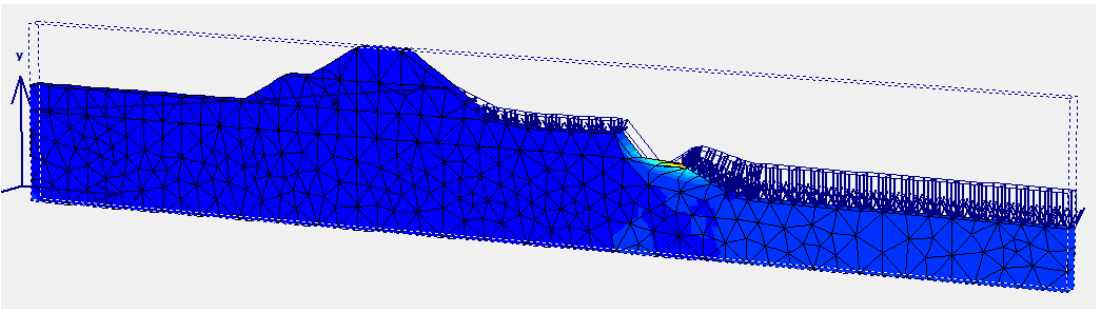


Eigengewicht + Erdbeben X-positiv (derzeitiger Pegelstand) ohne Drainage

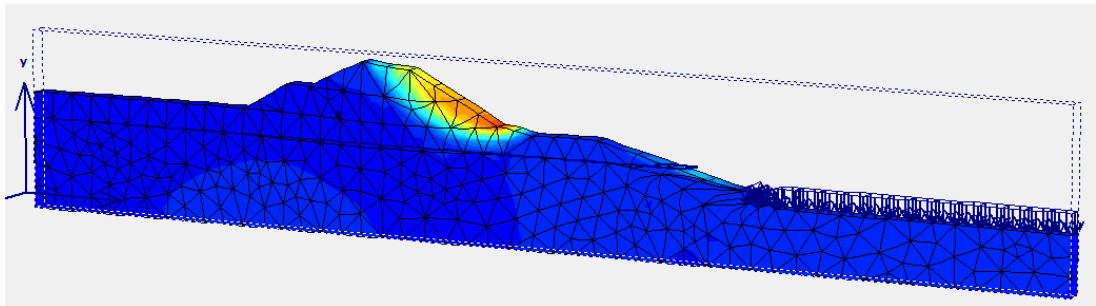
Peso Proprio + Sisma X Positivo (livello Falda: Attuale) – Condizione Non Drenata



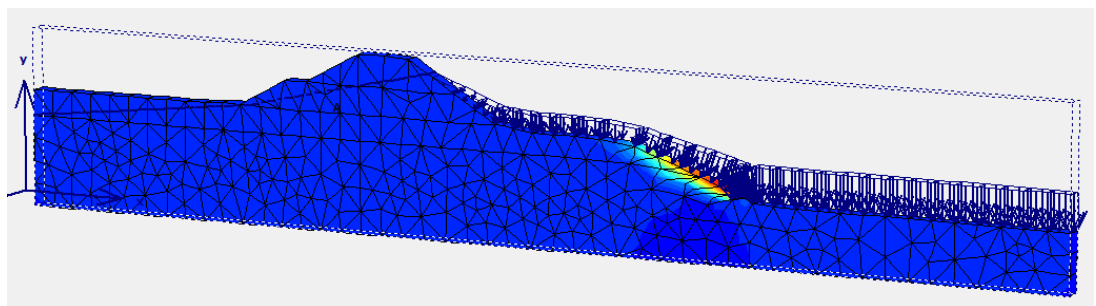
Eigengewicht + Erdbeben X-positiv (höchster Pegelstand) ohne Drainage **Peso Proprio + Sisma X Positivo (livello Falda: Piena) – Condizione Non Drenata**



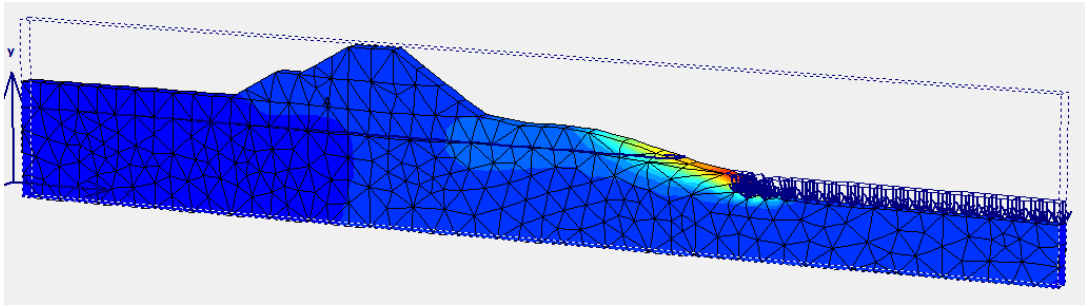
Eigengewicht + Erdbeben X-negativ (derzeitiger Pegelstand) mit Drainage **Peso Proprio + Sisma X Negativo (livello Falda: Attuale) – Condizione Drenata**



Eigengewicht + Erdbeben X-negativ (höchster Pegelstand) mit Drainage **Peso Proprio + Sisma X Negativo (livello Falda: Piena) – Condizione Drenata**

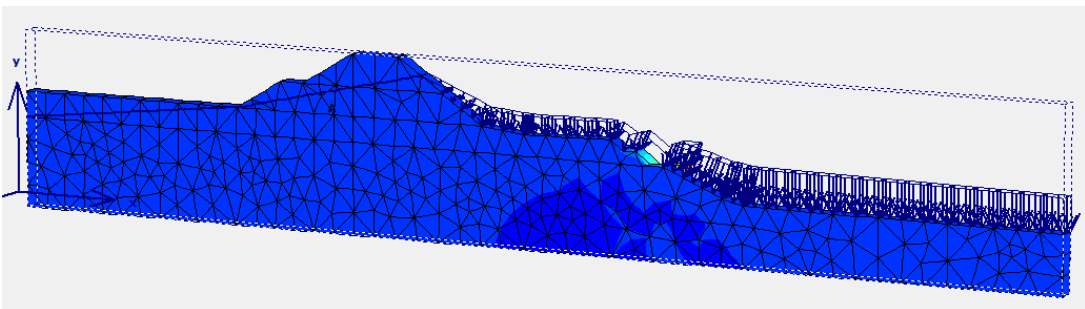


Eigengewicht + Erdbeben X-negativ (derzeitiger Pegelstand) ohne Drainage **Peso Proprio + Sisma X Negativo (livello Falda: Attuale) – Condizione Non Drenata**



Eigengewicht + Erdbeben X-negativ (höchster Pegelstand) ohne Drainage

Peso Proprio + Sisma X Negativo (livello Falda: Piena) – Condizione Non Drenata



5.5 VERFLÜSSIGUNG

Die neuen technischen Bestimmungen 2008: *Der für das Bauvorhaben gewählte Standort muss verflüssigungssicher sein. Damit ist die erforderliche Widerstandsfähigkeit gegen durch Scherkraft oder plastische Verformungen bewirkte Verluste in gesättigten, vorwiegend sandigen Böden gemeint, die durch zyklische oder dynamische Wirkungen in Verhältnissen ohne Drainage ausgelöst wurden.*

Falls mindestens einer der 5 im Abschnitt 7.11.3.4.2. angeführten Umstände eintritt, kann auf die Verflüssigungsüberprüfung verzichtet werden.

Da die ersten beiden Bedingungen,

- Erdbebenerwartung Magnitude M bis Stärke 5
- höchste, an der nicht bebauten Geländeoberkante (auf freiem Feld) Beschleunigung bis 0,1 g

schon erfüllt sind, erfolgt keine Verflüssigungsüberprüfung.

5.6 GRUNDBRUCH

Bei der Grundbruchüberprüfung ist sicherzustellen, dass der stabilitätsbedrohliche Druck im Zwischenraum den Planwert für die gesamte Stabilisierungsspannung nicht übersteigt:

5.5 VERIFICA A LIQUEFAZIONE

Secondo le NTC del 2008: *“Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza a taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.”*

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle 5 circostanze riportate nel paragrafo 7.11.3.4.2.

Poiché le prime 2 condizioni:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiori a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;

risultano già soddisfatte, non si procede ad una verifica a liquefazione.

5.6 VERIFICA A SIFONAMENTO

Il controllo della stabilità al sifonamento si esegue verificando che il valore di progetto della pressione interstiziale instabilizzante risulti non superiore al valore di progetto della

tensione totale stabilizzante:

$$u, inst, d \leq \sigma, stb, d (A)$$

wobei folgende Teilfaktoren zu berücksichtigen sind.

tenendo conto dei coefficienti parziali di seguito riportati:

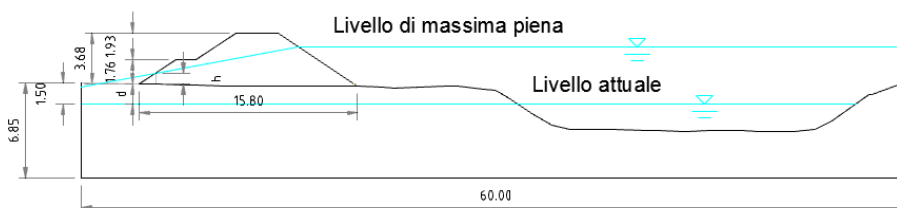
Tabella 6.2.IV – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sifonamento.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (o γ_E)	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

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

Mit Bezug auf das nachstehende Schema:

In riferimento al seguente schema:



wobei

Ricordando che:

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$i_c = \text{gradiente critico} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{0,9 \times 19 - 10}{10} = 0,71$$

Der nachgeprüfte Sicherheitsfaktor entspricht:

Il fattore di sicurezza diventa:

$$FS = \frac{i_c}{i} = \frac{0,71}{\frac{0,81}{1,5}} = \frac{0,71}{0,54} = 1,31 - \text{Verificato}$$

Die Spannungsüberprüfung mit Bezug auf die Relation (A) für eine einheitlich breite Bodensäule ergibt:

Ed ancora, effettuando una verifica in termini di tensioni efficaci, in riferimento alla relazione (A), per una colonna di terreno di larghezza unitaria:

$$1,35 \times \gamma_w \times d \times i \leq 0,9 \times \gamma' \times d$$

$$\left(\frac{1,35}{0,9} \right) \leq \frac{i_c}{i} \leq FS$$

$$1,5 \leq \frac{0,9}{0,54} = 1,67 - \text{Verificato}$$

6 SCHLUSSFOLGERUNGEN

6 CONCLUSIONI

Mit Bezug auf

In riferimento alle verifiche:

- die Tragfähigkeit auf dem Fundamentboden

- della capacità portante del terreno di fondazione;

- die Kippgefahr für den Erddamm
 - die Gleitfähigkeit im Erddamm
 - die allgemeine Stabilität
 - die Verflüssigungsgefahr
 - die Grundbruchgefahr
- a ribaltamento del terrapieno;
 - a scorrimento del terrapieno;
 - della stabilità globale;
 - a liquefazione;
 - a sifonamento;

lässt sich schlussfolgern, dass das geotechnische System Erddamm-Fundamentboden den gesetzlichen Anforderungen entspricht.

si può concludere che il sistema geotecnico terrapieno-terreno di fondazione soddisfa i requisiti di normativa.

7 VERZEICHNISSE

7.1 REFERENZDOKUMENTE

7.1.1 Normen und Richtlinien

- [1] Ministerialverordnung (MV) 14. Jänner 2008: technische Bestimmungen für das Bauwesen.
- [2] Eurocode 7–Geotechnische Planung:
- [3] UNI ENV 1997-1;1997 Teil1;
- [4] UNI ENV 1997-2;2002 Teil 2;
- [5] UNI ENV 1997-3;2002 Teil 3.
- [6] Verordnung des Ministerratsvorsitzenden (OPCM), Nr. 3274 vom 20. März 2003: erste Anhaltspunkte für allgemeine Richtlinien zur Einteilung in Erdbebenklassen und technische Bestimmungen für Bautätigkeit in erbebengefährdeten Gebieten in Italien.
- [7] OPCM, Nr. 3316 vom 2. Oktober 2003: Änderungen und Ergänzungen zur Verordnung des Ministerratsvorsitzenden, Nr. 3274 vom 20. März 2003 (erste Anhaltspunkte für allgemeine Richtlinien zur Einteilung in Erdbebenklassen und technische Bestimmungen für Bautätigkeit in erbebengefährdeten Gebieten in Italien).
- [8] OPCM, Nr. 3431 vom 10. Mai 2005: weitere Änderungen und Ergänzungen zur Verordnung des Ministerratsvorsitzenden, Nr. 3274 vom 20. März 2003 (erste Anhaltspunkte für allgemeine Richtlinien zur Einteilung in Erdbebenklassen und technische Bestimmungen für Bautätigkeit in erbebengefährdeten Gebieten in Italien).
- [9] MV vom 11. März 1988: technische Bestimmungen für Boden- und Gesteinsuntersuchungen, Untersuchungen an natürlichem Gefälle und Böschungen, allgemeine Richtlinien und Vorschriften für Stützbauten und Fundamente, (Planung, Ausführung und Abnahme).
- [10] Rundschreiben vom 02 Februar 2009 N. 617: Anweisung für die Anwendung der Ministerialverordnung (MV) 14. Jänner 2008: technische Bestimmungen für das Bauwesen.

7 ELENCHI

7.1 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

7.1.1 Normative e linee guida

- [1] D.M. 14/01/2008: Norme tecniche per le costruzioni (di seguito nominate NTC 2008).
- [2] Eurocodice 7–Progettazione geotecnica:
- [3] UNI ENV 1997-1;1997 Parte 1;
- [4] UNI ENV 1997-2;2002 Parte 2;
- [5] UNI ENV 1997-3;2002 Parte 3.
- [6] O.P.C.M. n° 3274 del 20/03/2003: Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [7] Ordinanza P. C. M. 2 ottobre 2003 n. 3316: “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»”.
- [8] O.P.C.M. n° 3431 del 10/05/2005: Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni”
- [9] D.M. 11 marzo 1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [10] Circolare 02 febbraio 2009 n°617 – Istruzioni per l’applicazione delle NTC di cui al D.M. 14.01.2008.