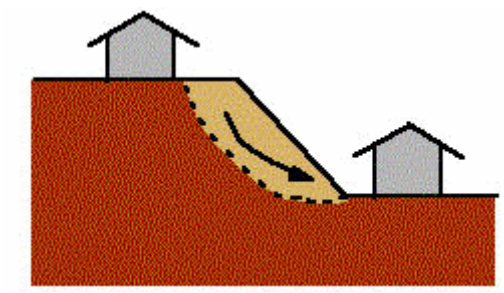
VERIFICHE DI STABILITA' DI UN PENDIO



Secondo le NTC 2008, il livello di sicurezza di un versante è espresso, in generale, come rapporto tra resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale.

$$Fs = \tau s / \tau m$$

τs resistenza al taglio disponibile valutata con parametri caratteristici

τm sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale) sotto l'azione dei carichi

*Il **grado di sicurezza ritenuto accettabile dal progettista deve essere giustificato** sulla base del livello di conoscenze raggiunto, dell'affidabilità dei dati disponibili e del modello di calcolo adottato in relazione alla complessità geologica e geotecnica, nonché sulla base delle conseguenze di un'eventuale frana.*

Nella verifica dei versanti si assume, invece, secondo l'**EC7** :

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

con R2 = 1.1 ←

Le NTC e le Istruzioni suggeriscono invece, come detto, solo l'uso dei parametri caratteristici per pendii naturali, non facendo riferimento ad alcun approccio **.**

La proposta appare contorta e contraddittoria rispetto a tutte le verifiche globali di stabilità postulate dalle stesse NTC e alle verifiche di stabilità dei fronti di scavo. Inoltre, è in palese contrasto con EC7 e con gli stessi principi delle NTC, che riferiscono la condizione di stato limite ultimo (SLV), nel metodo pseudostatico, al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza ***FS.***

Ci si trova, pertanto, in presenza di un livello prestazionale predefinito (lo SLU dinamico SLV) senza alcun riferimento ad un approccio.

Poiché il volume significativo in una frana è notevole, secondo le Istruzioni del CSLP *i parametri caratteristici sono circa uguali ai parametri medi, ossia quelli che abbiamo sempre utilizzato in passato.*

Alla luce dell'EC7 e dello stato dell'arte in Europa **è più opportuno utilizzare l'approccio statistico** che risulta, come visto nella parte teorica, più affidabile .

STABILITÀ DEI PENDII IN CONDIZIONI SISMICHE

VERIFICHE DI SICUREZZA

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\ a_g$$

L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, **proporzionale al peso *W del volume di terreno potenzialmente instabile*.**

Nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo (**SLU**) viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza ***FS***,

$$\boxed{F_s = (\tau_s / \tau_m)}$$

τ_s resistenza al taglio disponibile

τ_m sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)

→ **Nelle verifiche pseudostatiche di sicurezza si assume** :

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), con **R2 = 1.1**

→**Nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLU dinamico ossia SLV)**

le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica si ricavano da:

$$F_h = k_h \times W$$

$$F_v = k_v \times W$$

Fh e Fv sono incrementi di forza proporzionali a W

***W* = peso del volume di terreno potenzialmente instabile**

***kh e kv* =coefficienti sismici orizzontale e verticale:**

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \qquad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm\, 0,5 \cdot k_h \,. \qquad (7.11.4)$$

dove

βs = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

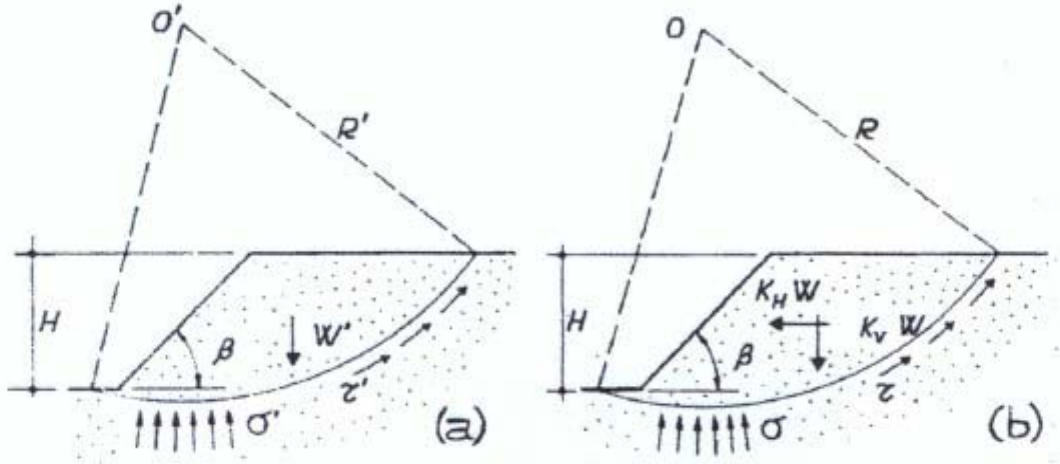
a max= accelerazione massima attesa al sito; $a_{max} = S.a_g = S_S.S_T.\, a_g$

g = accelerazione di gravità.

Tabella 7.11.I – *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	**B, C, D, E**
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Metodo pseudo-statico



NTC 2008 $\quad k_h = \beta_s \cdot \dfrac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

β_s = coefficiente riduzione a_{max}

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

(da analisi di risposta sismica locale oppure $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$)

$a_g(g)$	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Verifica di stabilità – Condizioni statiche - NTC 2008

Analisi di stabilità dei pendii con BISHOP

==========

Numero di strati	3,0	
Numero dei conci	30,0	

Superficie di forma circolare

==========

Maglia dei Centri

==========

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	43,62 m	
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1391,31	m
Ascissa vertice destro superiore xs	69,56 m	
Ordinata vertice destro superiore ys	1406,75	m
Passo di ricerca	10,0	
Numero di celle lungo x	10,0	
Numero di celle lungo y	10,0	

==========

Vertici profilo

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	15,19	1364,35
4	31,28	1364,35
5	31,28	1368,35
6	35,0	1372,55
7	41,0	1372,55
8	58,0	1380,6
9	69,5	1380,6
10	82,5	1386,36
11	86,0	1386,36
12	88,5	1390,0
13	99,5	1390,0

Falda

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	17,75	1365,75
4	29,75	1366,25
5	35,0	1372,3
6	41,0	1372,3
7	58,0	1380,35
8	69,5	1380,35
9	82,5	1386,11
10	86,0	1386,11
11	88,5	1390,0
12	99,5	1390,0

Vertici strato 1

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	17,75	1365,75
4	29,75	1366,25
5	35,0	1372,3
6	41,0	1372,3
7	58,0	1380,35
8	69,5	1380,35
9	82,5	1386,11
10	86,0	1386,11
11	88,5	1390,0
12	99,5	1390,0

Vertici strato 2

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	25,0	1363,5
4	62,5	1370,5
5	66,51	1376,46
6	80,17	1376,9
7	83,88	1384,3
8	86,51	1384,33
9	90,17	1386,0
10	92,8	1386,0
11	99,5	1390,0

Stratigrafia

c: coesione; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

Strato	c (kg/cm²)	Fi (°)	G (Kg/m³)	Gs (Kg/m³)	K (Kg/cm³)	Litologia	
1	0.20	42	1800.00	2100.00	0,00		
2	0.1	36	1900.00	2100.00	0,00		Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa
3	0.00	45	2300.00	2500.00	0,00		Substrato roccioso

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x m	y m	Base mensola a valle m	Base mensola a monte m	Altezza muro m	Spessore testa m	Spessore base m	Peso specifico (Kg/m³)
1	31,27571	1364,345	0,5	0,5	4	0,5	0,9	2400

Risultati analisi pendio

==========

Fs minimo individuato	**2,17**	
Ascissa centro superficie	46,21 m	
Ordinata centro superficie	1391,31	m
Raggio superficie	20,81 m	

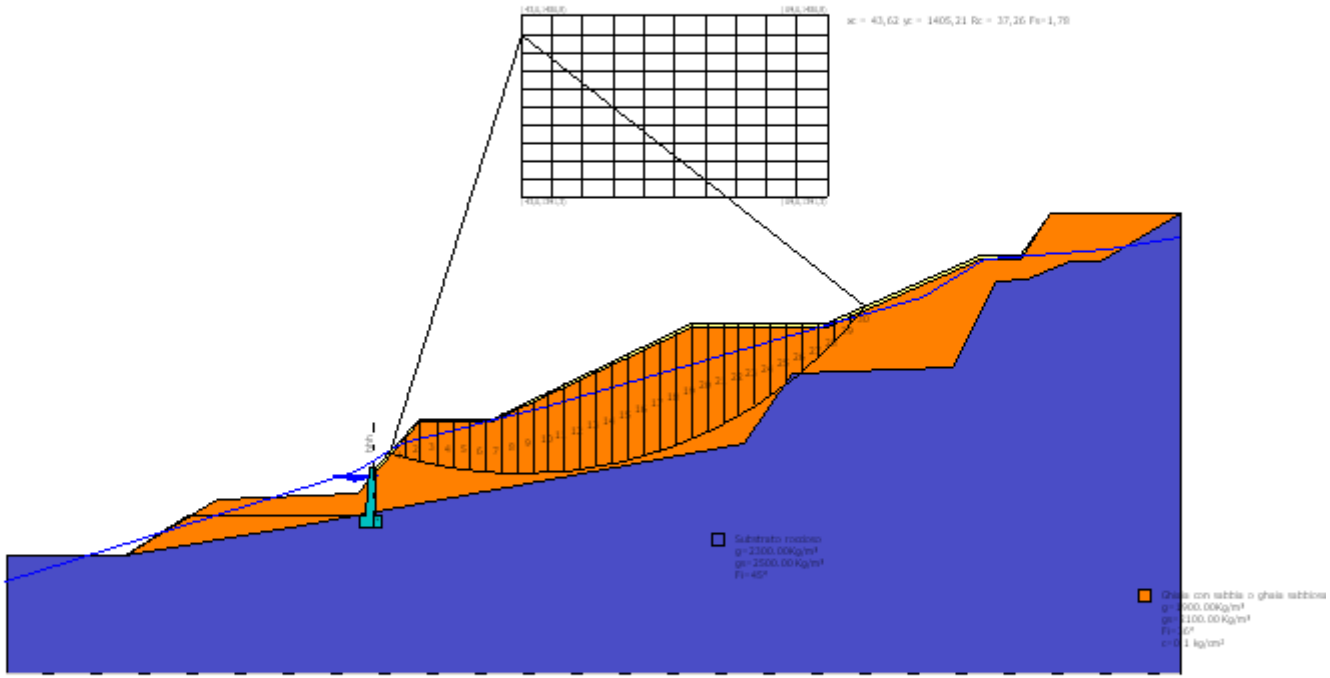
==========

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Fi: Angolo di attrito; c: coesione.

Analisi dei conci. Superficie...xc = 46,213 yc = 1391,308 Rc = 20,808 Fs=2,1682

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)	Kh•Wi (Kg)	Kv•Wi (Kg)	c (kg/cm²)	Fi (°)	Ui (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)
1	0,9	-24,2	0,98	329,89	0,0	0,0	0,2	42,0	0,0	946,2	1298,5
2	0,9	-21,7	0,96	971,39	0,0	0,0	0,1	36,0	0,0	1409,0	916,4
3	0,9	-19,0	0,95	1607,67	0,0	0,0	0,1	36,0	403,9	1659,6	992,8
4	0,9	-16,4	0,93	2185,61	0,0	0,0	0,1	36,0	915,8	1719,2	1006,4
5	0,9	-13,8	0,92	2871,71	0,0	0,0	0,1	36,0	1383,9	1945,6	1077,1
6	0,9	-11,4	0,91	4002,29	0,0	0,0	0,1	36,0	1810,1	2697,5	1325,1
7	0,9	-8,9	0,91	5063,17	0,0	0,0	0,1	36,0	2195,2	3377,6	1549,7
8	0,9	-6,4	0,9	6048,75	0,0	0,0	0,1	36,0	2540,4	3993,1	1753,5
9	0,9	-3,8	0,9	6960,9	0,0	0,0	0,1	36,0	2846,4	4552,9	1939,5
10	0,9	-1,3	0,9	7800,06	0,0	0,0	0,1	36,0	3113,6	5063,4	2109,7
11	0,9	1,0	0,9	8570,92	0,0	0,0	0,1	36,0	3365,6	5520,6	2262,9
12	0,9	3,7	0,9	9271,03	0,0	0,0	0,1	36,0	3589,4	5917,0	2396,5
13	0,9	6,0	0,9	9898,19	0,0	0,0	0,1	36,0	3774,2	6291,0	2523,2
14	0,9	8,5	0,91	10451,71	0,0	0,0	0,1	36,0	3920,0	6625,4	2637,6
15	0,9	11,0	0,91	10930,42	0,0	0,0	0,1	36,0	4025,9	6929,6	2742,7
16	0,9	13,4	0,92	11332,41	0,0	0,0	0,1	36,0	4091,1	7208,0	2839,8
17	0,9	16,2	0,93	11655,71	0,0	0,0	0,1	36,0	4114,3	7452,2	2927,0
18	0,9	18,6	0,94	11897,33	0,0	0,0	0,1	36,0	4094,1	7673,7	3007,0
19	0,9	21,2	0,96	12053,57	0,0	0,0	0,1	36,0	4028,6	7865,9	3078,8
20	0,9	24,0	0,98	12120,36	0,0	0,0	0,1	36,0	3915,4	8030,7	3142,8
21	0,9	26,7	1,0	12092,25	0,0	0,0	0,1	36,0	3751,7	8167,2	3199,0
22	0,9	29,5	1,03	11962,54	0,0	0,0	0,1	36,0	3534,1	8273,3	3246,8
23	1,11	32,6	1,31	14435,42	0,0	0,0	0,1	36,0	3221,4	10309,9	4060,0
24	0,68	35,7	0,84	8441,21	0,0	0,0	0,1	36,0	2873,3	6199,1	2466,0

25	0,9	38,4	1,14	9957,56	0,0	0,0	0,1	36,0	2506,6	7446,6	3022,0
26	0,9	41,6	1,2	8592,18	0,0	0,0	0,1	36,0	2015,3	6619,2	2770,4
27	0,9	45,1	1,27	7052,82	0,0	0,0	0,1	36,0	1431,3	5677,9	2487,0
28	0,9	48,5	1,35	5307,87	0,0	0,0	0,1	36,0	738,0	4577,2	2157,5
29	0,9	52,6	1,47	3326,45	0,0	0,0	0,1	36,0	0,0	3189,4	1748,2
30	0,9	56,7	1,63	1184,01	0,0	0,0	0,1	36,0	0,0	669,1	977,1



Verifica di stabilità – Condizioni sismiche - NTC 2008

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Descrizione:
Latitudine: 43,87
Longitudine: 11,16
Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50,0 [anni]
Vita di riferimento: 50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,5	2,52	0,25
S.L.D.	50,0	0,54	2,53	0,26
S.L.V.	475,0	1,26	2,46	0,3
S.L.C.	975,0	1,62	2,42	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,75	0,2	0,0153	0,0076
S.L.D.	0,81	0,2	0,0165	0,0083
S.L.V.	1,89	0,24	0,0463	0,0231
S.L.C.	2,3654	0,24	0,0579	0,0289

Coefficiente azione sismica orizzontale 0,0463
Coefficiente azione sismica verticale 0,0231

Vertici strato 1

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	15,19	1364,35
4	31,28	1364,35
5	31,28	1368,35
6	35,0	1372,55
7	41,0	1372,55
8	58,0	1380,6
9	69,5	1380,6
10	82,5	1386,36
11	86,0	1386,36
12	88,5	1390,0
13	99,5	1390,0

Falda

Nr.	X m	y m
1	-0,24	1358,72
2	29,59	1368,03
3	33,36	1370,51
4	45,98	1373,69
5	77,69	1382,89
6	82,88	1386,07
7	93,37	1387,0
8	99,5	1388,0

Vertici strato 1

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	17,75	1365,75
4	29,75	1366,25
5	35,0	1372,3
6	41,0	1372,3
7	58,0	1380,35
8	69,5	1380,35
9	82,5	1386,11
10	86,0	1386,11
11	88,5	1390,0
12	99,5	1390,0

Vertici strato 2

N	X m	y m
1	0,0	1361,0
2	10,0	1361,0
3	25,0	1363,5
4	62,5	1370,5
5	66,51	1376,46
6	80,17	1376,9
7	83,88	1384,3
8	86,51	1384,33
9	90,17	1386,0
10	92,8	1386,0
11	99,5	1390,0

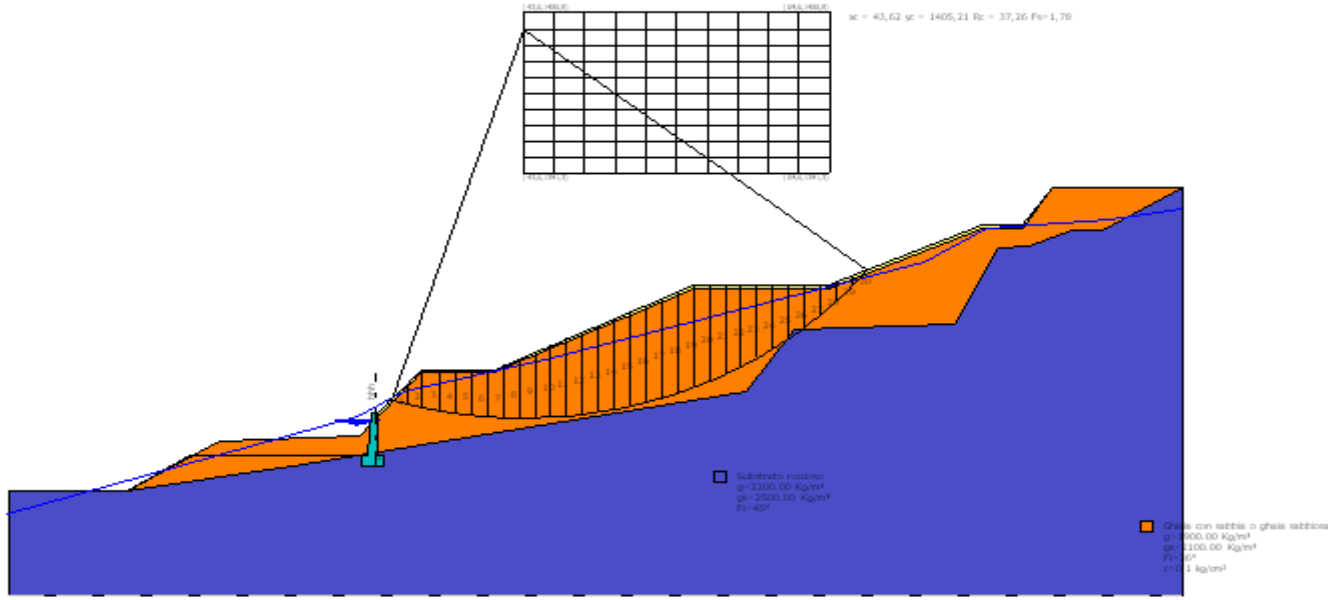
Risultati analisi pendio

==========

Fs minimo individuato	**1,78**	
Ascissa centro superficie	43,62	m
Ordinata centro superficie	1405,21	m
Raggio superficie	37,26	m

==========

Analisi dei conci. Superficie...xc = 43,619 yc = 1405,209 Rc = 37,258 Fs=1,7814



Esempio con A2+M2+R2 secondo EC8

Sisma

Categoria sottosuolo B

Accelerazione al suolo a_g = 3.434 [m/s^2]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (Ss) 1.06

Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00

Coefficiente riduzione (b_s) 0.28

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.00

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*b_s*St*S)$ = 10.43

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.05 * k_h$ = 0.54

Coefficiente di sicurezza richiesto 1.10

Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Descrizione terreno

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in kg/mc

γ_w Peso di volume saturo del terreno espresso in kg/mc

ϕ Angolo d'attrito interno 'efficace' del terreno espresso in gradi

c Coesione 'efficace' del terreno espressa in kg/cmq

ϕ_u Angolo d'attrito interno 'totale' del terreno espresso gradi

c_u Coesione 'totale' del terreno espressa in kg/cmq

Nr.	Descrizione	γ	γ_w	ϕ'	c'	ϕ_u	c_u
1	Terreno 1	1800	2000	35.00	0,000	0.00	0,400
2	Terreno 2	1800	2000	24.00	0,050	0.00	0,400
3	Terreno 3	1800	2000	26.00	0,050	0.00	0,400

Risultati analisi

Per l'analisi sono stati utilizzati i seguenti metodi di calcolo :

Metodo di JANBU COMPLETO (C)

Impostazioni analisi

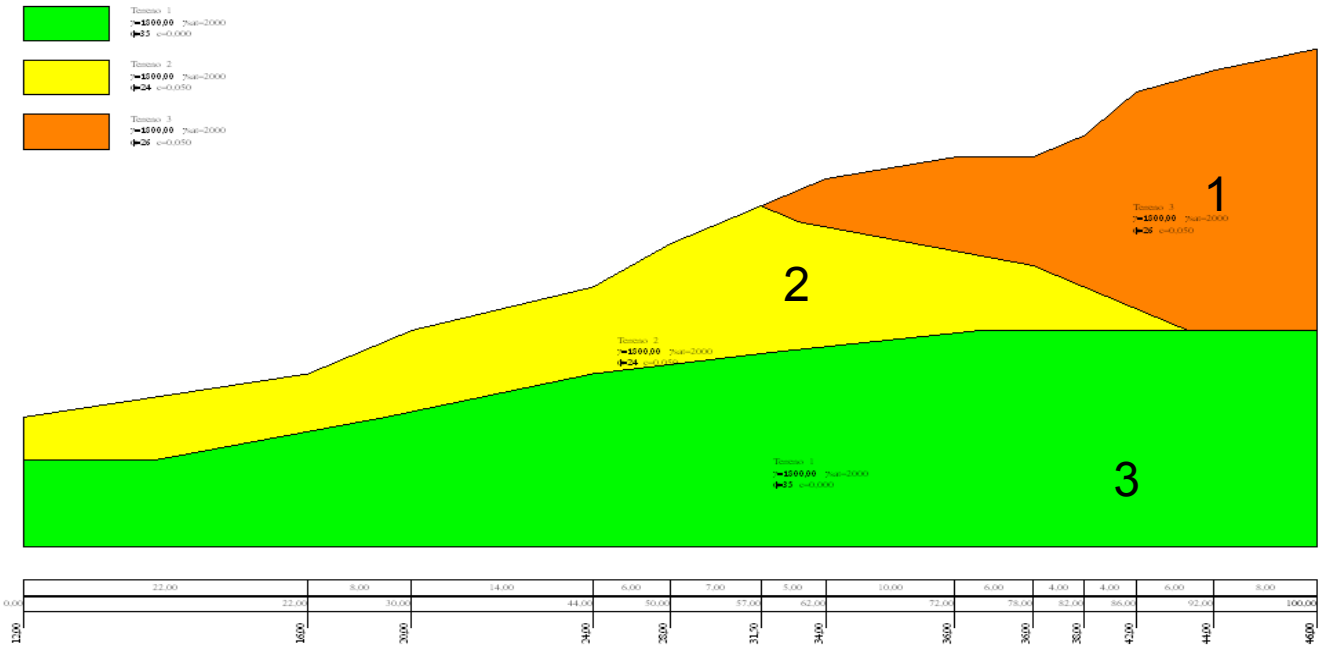
Normativa :

Norme Tecniche sulle Costruzioni 14/01/2008

Coefficienti di partecipazione caso statico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	g_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	g_{Gsfav}	1,35	1,00
Variabili	Favorevole	g_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qsfav}	1,50	1,30



Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	***M2***
Tangente dell'angolo di attrito	$g_{tanf'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$g_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	g_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compress.uniass.	g_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	g_g	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione caso sismico

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	***A2***
Permanenti	Favorevole	g_{Gfav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	g_{Gsfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	g_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	g_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	***M2***
Tangente dell'angolo di attrito	$g_{tanf'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$g_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	g_{cu}	1,00	1,40
Resistenza a compress.uniass.	g_{qu}	1,00	1,60
Peso dell'unità di volume	g_g	1,00	1,00

R2 = 1.1

Impostazioni delle superfici di rottura

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

Origine maglia [m]: X_0 = 20,00 Y_0 = 20,00

Passo maglia [m]: dX = 2,00 dY = 2,00

Numero passi : Nx = 20 Ny = 20

Raggio [m]: R = 30,00

Numero di superfici analizzate280

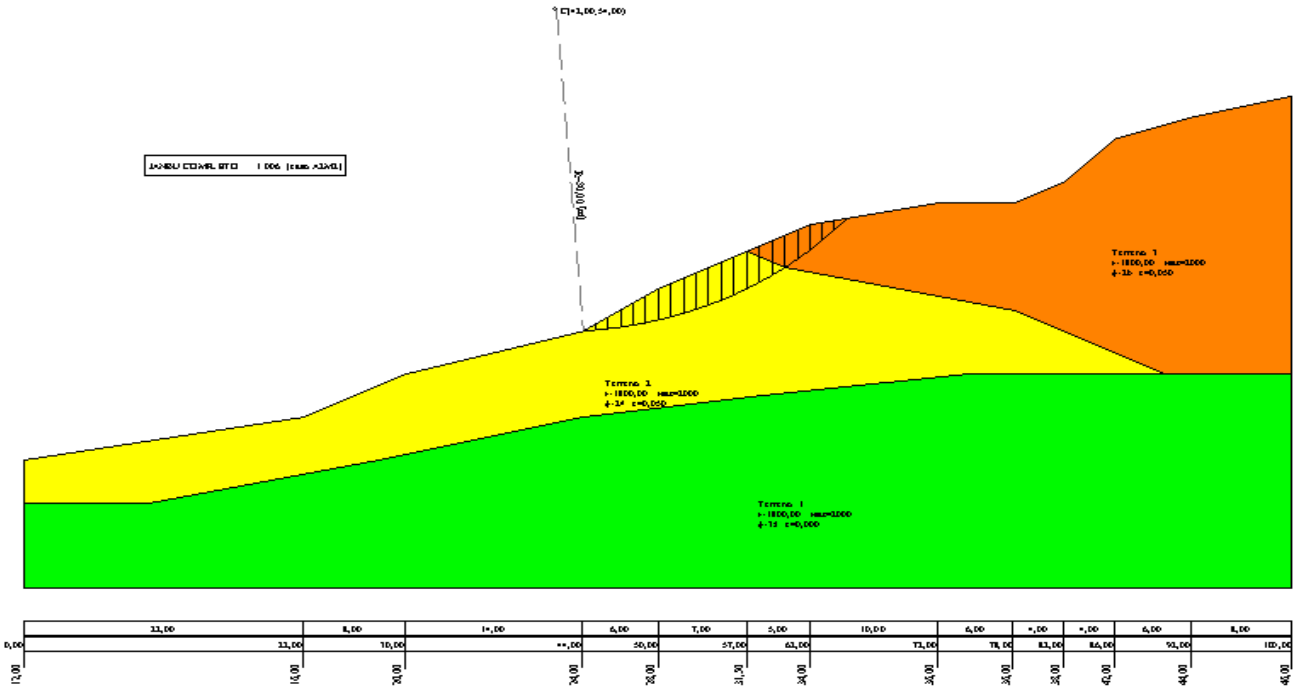
Coefficiente di sicurezza minimo1.006

Superficie con coefficiente di sicurezza minimo 2

Condizioni statiche

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	Nr. superfici	FS_{min}	S_{min}	FS_{max}	S_{max}
JANBU COMPLETO	280	1.006	2	4.141	280



Le superfici sono state analizzate per i casi: [PC] [A2M2R2) °
Analisi condotta in termini di tensioni efficaci

Impostazioni delle superfici di rottura

Si considerano delle superfici di rottura circolari generate tramite la seguente maglia dei centri

Origine maglia [m]:	X_0 = 20,00	Y_0 = 20,00
Passo maglia [m]:	dX = 2,00	dY = 2,00
Numero passi :	Nx = 20	Ny = 20
Raggio [m]:	R = 30,00	

Numero di superfici analizzate 322
Coefficiente di sicurezza minimo0.591
Superfici con coefficiente di sicurezza minimo 1

Quadro sintetico coefficienti di sicurezza

Metodo	**Nr. superfici**	**FS_{min}**	**S_{min}**	**FS_{max}**	**S_{max}**
JANBU COMPLETO	322	**0.591**	1	3.006	322

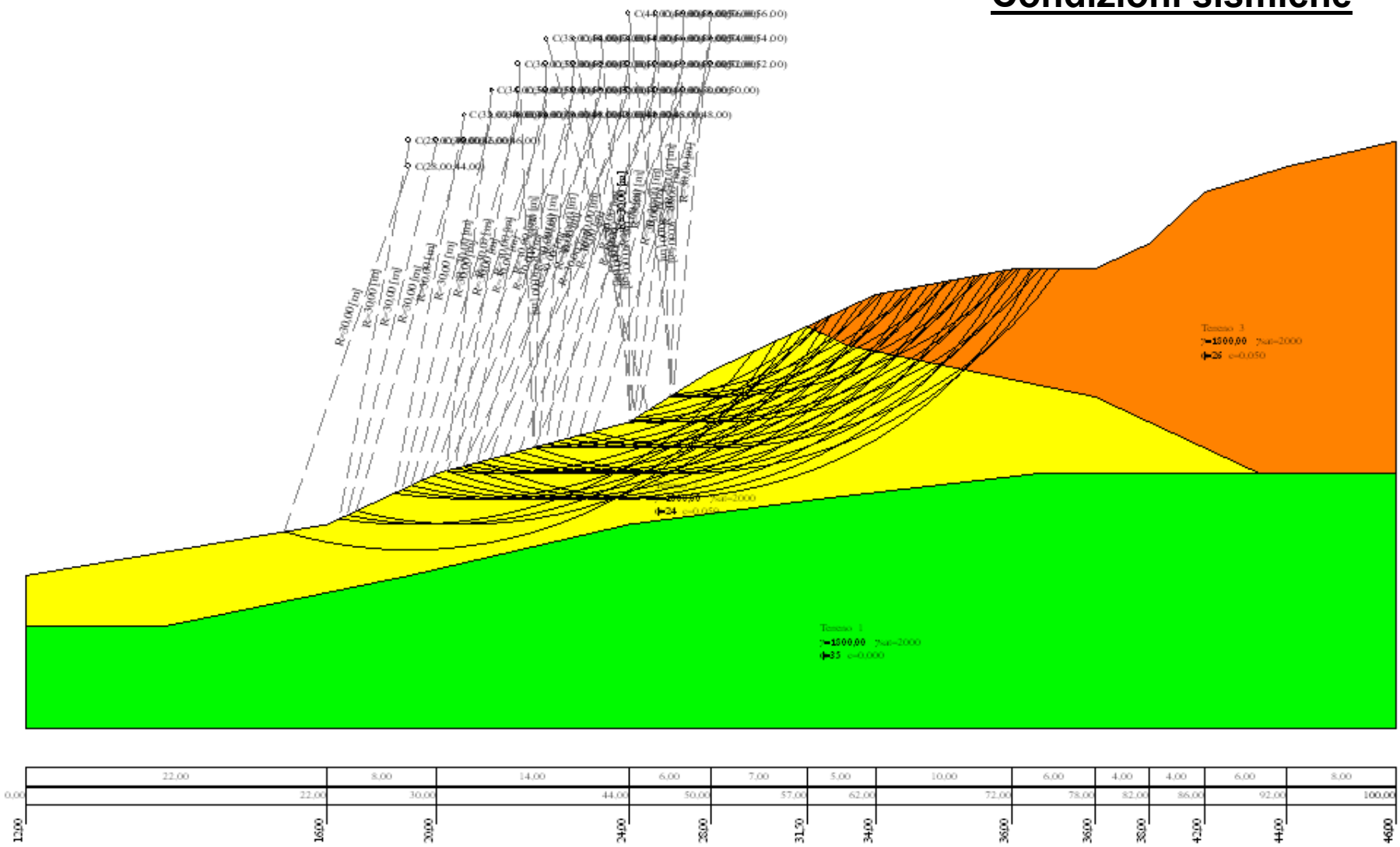
Analisi della superficie 1 - valori caratteristici e sisma verso il basso

Numero di strisce 20
Coordinate del centro X[m]= 32,00 Y[m]= 44,00
Raggio del cerchio R[m]= 30,00
Intersezione a valle con il profilo topografico X_v[m]= 21,48 Y_v[m]= 15,91
Intersezione a monte con il profilo topografico X_m[m]= 59,89 Y_m[m]= 32,94
Coefficiente di sicurezza C_s= 0.591

Verifica non soddisfatta

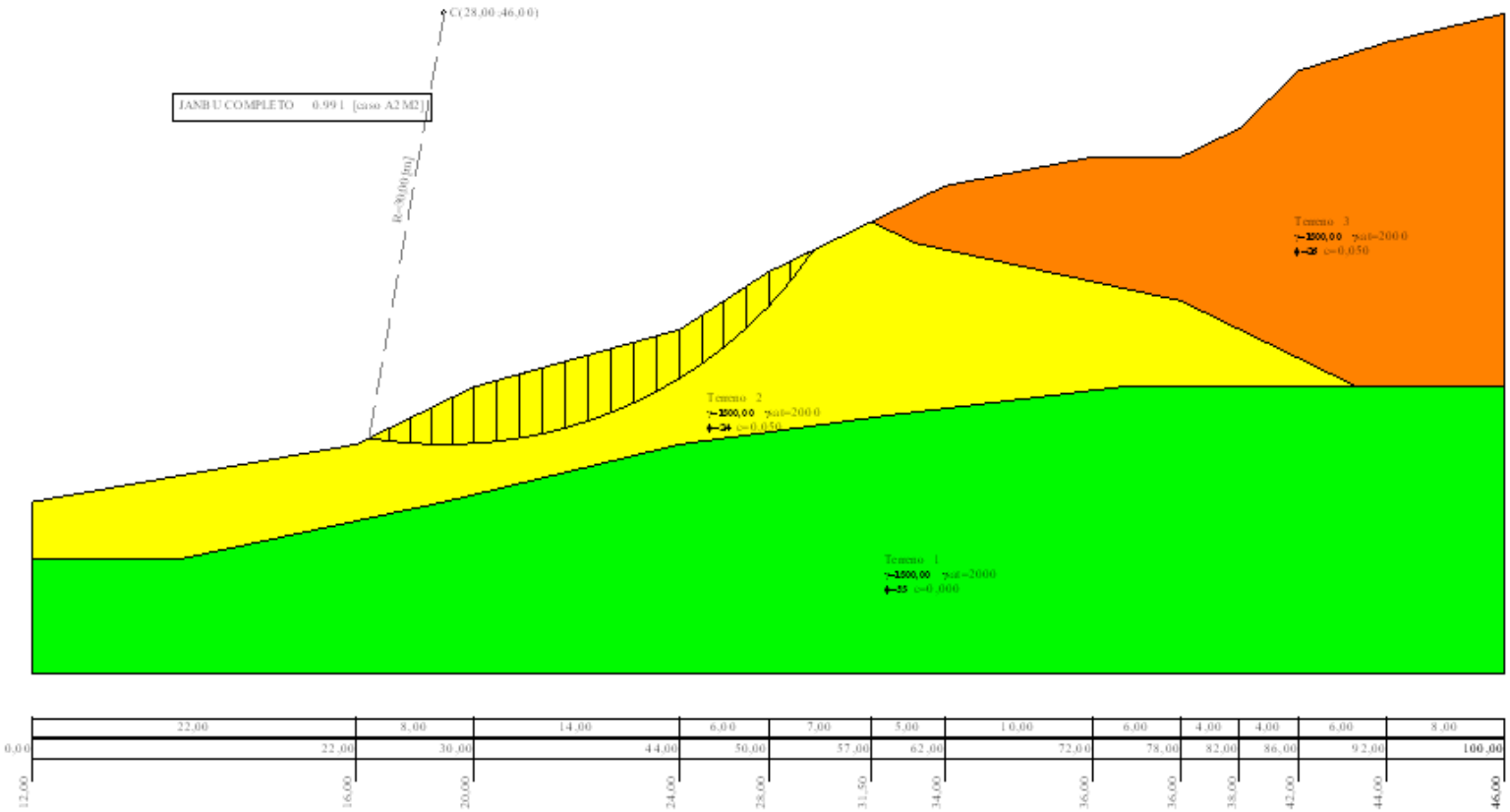
° Analisi delle superfici con valori caratteristici dei parametri geotecnici (caso PC)
Analisi delle superfici con coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (caso A2 M2)

Condizioni sismiche



Superfici con coefficiente di sicurezza compreso tra 0,5 ed 1,0

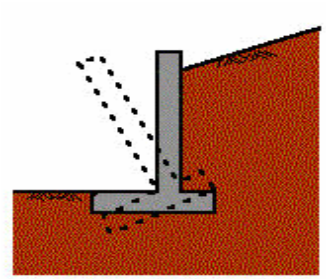
Condizioni sismiche



Opere di sostegno :

-Muri

-Paratie intirantate



1)MURI

1. -Verifiche agli stati limite (SLU) – Muri:
-SLU di tipo geotecnico (**GEO**) e di equilibrio di corpo rigido **(EQU)**
-SLU di tipo strutturale (**STR)**
La **verifica di stabilità globale** del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo
l'Approccio 1 - *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:
Approccio 1: - ***Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STRU)***
- ***Combinazione 2: (A2+M2+R2) (GEO)***
Approccio 2: ***(A1+M1+R3)***

→ ***Se il muro è ancorato al terreno*** (tiranti) ***si deve effettuare la verifica con il solo***
→***Approccio 1 (Combinazione 1 + Combinazione 2).***

Tabelle di riferimento : Coefficienti A(6.2.I),M(6.2.II), R(6.8.I)

Progettazione per azioni sismiche

Valori dei coefficienti sismici orizzontale ***kh*** *e verticale* ***kv:***

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0{,}5 \cdot k_h$$

Tabella 7.11.II - *Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.*

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0{,}2 < a_g(g) \leq 0{,}4$	0,31	0,31
$0{,}1 < a_g(g) \leq 0{,}2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0{,}1$	0,20	0,18

dove

βm = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (**Tab. 7.11.II**);

a max= accelerazione massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

Ricordiamo che in assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

amax = S.ag = SS.ST. ag

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (*SS) e* dell'amplificazione topografica (*ST),* di cui al paragrafo *3.2.3.2;*

ag = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Lo **stato limite di ribaltamento** non considera agente la resistenza del terreno di fondazione e **deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.**

Tabella 2.6.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU*

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[(1)]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

[(1)]Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

$$\varphi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \varphi_k}{1,25}\right)$$ Angolo d'attrito di progetto

$$K_a = f\left(\varphi_d, \delta_d, i, \beta, ecc.\right)$$ Coefficiente di spinta attiva

$$E_d = M_{perm,sfavorevoli} \cdot 1,1 + M_{var,sfavorevoli} \cdot 1,5$$ Azione di prog.

$$R_d = M_{perm,favorevoli} \cdot 0,9 + M_{var,sfavorevoli} \cdot 0,0$$ Resistenza di prog.

Deve risultare $E_d \leq R_d$

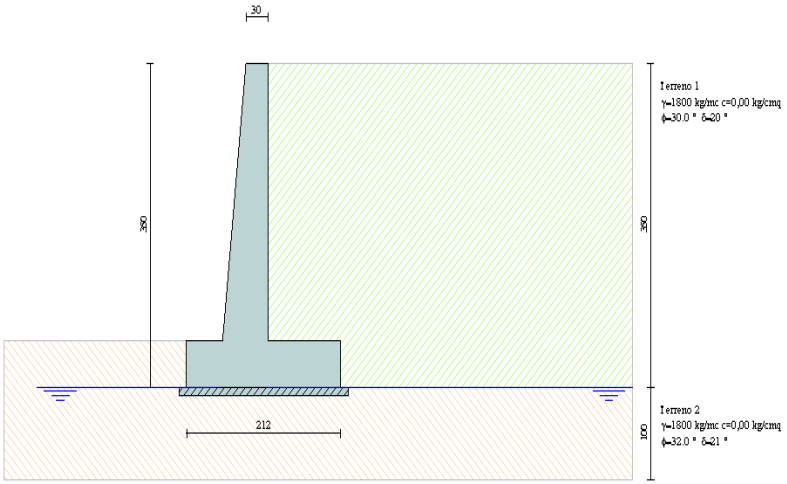
Esempio di muro

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali g_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	*Coefficienti parziali*		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	
Coeff. di combinazione	Ψ_0= 0,70	Ψ_1= 0,50	Ψ_2= 0,20

Geometria muro e fondazione



Descrizione **Muro a mensola in c.a.**
Altezza del paramento 3,00 [m]
Spessore in sommità 0,30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione 0,62 [m]
Inclinazione paramento esterno 6,00 [°]
Inclinazione paramento interno 0,00 [°]
Lunghezza del muro 10,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle 0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte 1,00 [m]
Lunghezza totale fondazione 2,12 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione 0,00 [°]
Spessore fondazione 0,50 [m]
Spessore magrone 0,10 [m]

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico 2500,0 [kg/mc]

Resistenza caratteristica a compressione R_{bk} 250,0 [kg/cmq]

Acciaio

Tipo FeB44K

Tensione ammissibile s_{fa} 2600,0 [kg/cmq]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

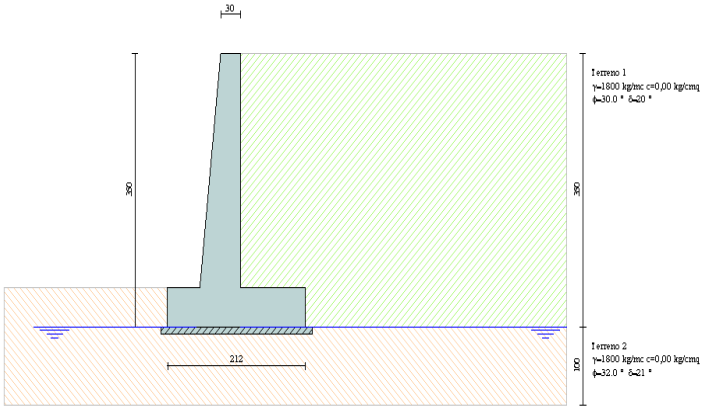
N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	5,00	0,00	0,00



Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,00

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

g Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]

g_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]

f Angolo d'attrito interno espresso in [°]

d Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kg/cmq]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kg/cmq]

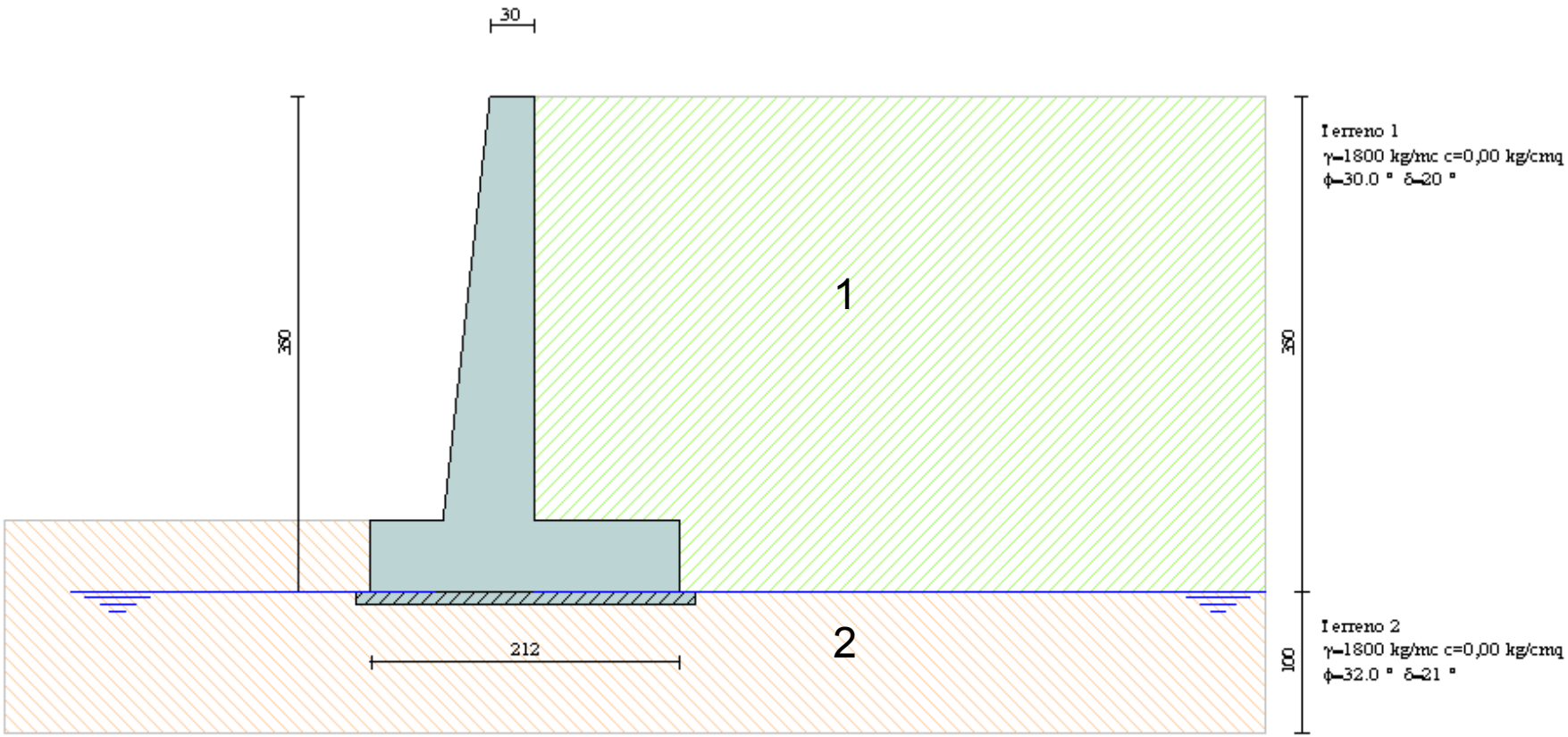
s_{amm} Tensione ammissibile espressa in [kg/cmq]

Descrizione	g	g_s	f	d	c	c_a	s_{amm}
Terreno 1	1800	2000	30.00	20.00	0,000	0,000	2,00
Terreno 2	1800	2000	32.00	21.00	0,000	0,000	2,00

Stratigrafia

Terreno spingente: Terreno 1

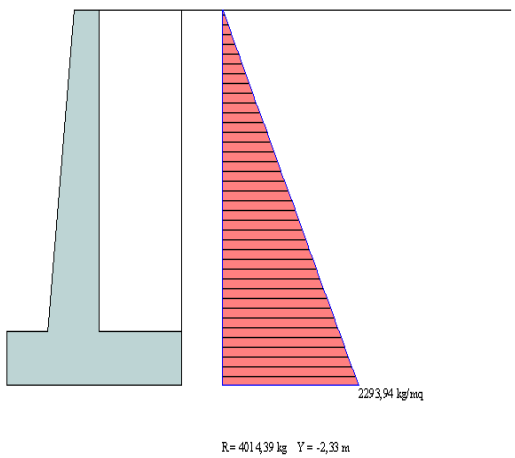
Terreno di fondazione: Terreno 2



Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
X Coefficiente totale di partecipazione della condizione



Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1-R1)

	γ	Ψ	X
Peso proprio	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2-R2)

	γ	Ψ	X
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 3 EQU

	γ	Ψ	X
Peso proprio	1,10	1.00	1,10
Spinta terreno	1,10	1.00	1,10

Combinazione n° 4 STAB

	γ	Ψ	X
Peso proprio	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	1,00	1.00	1,00

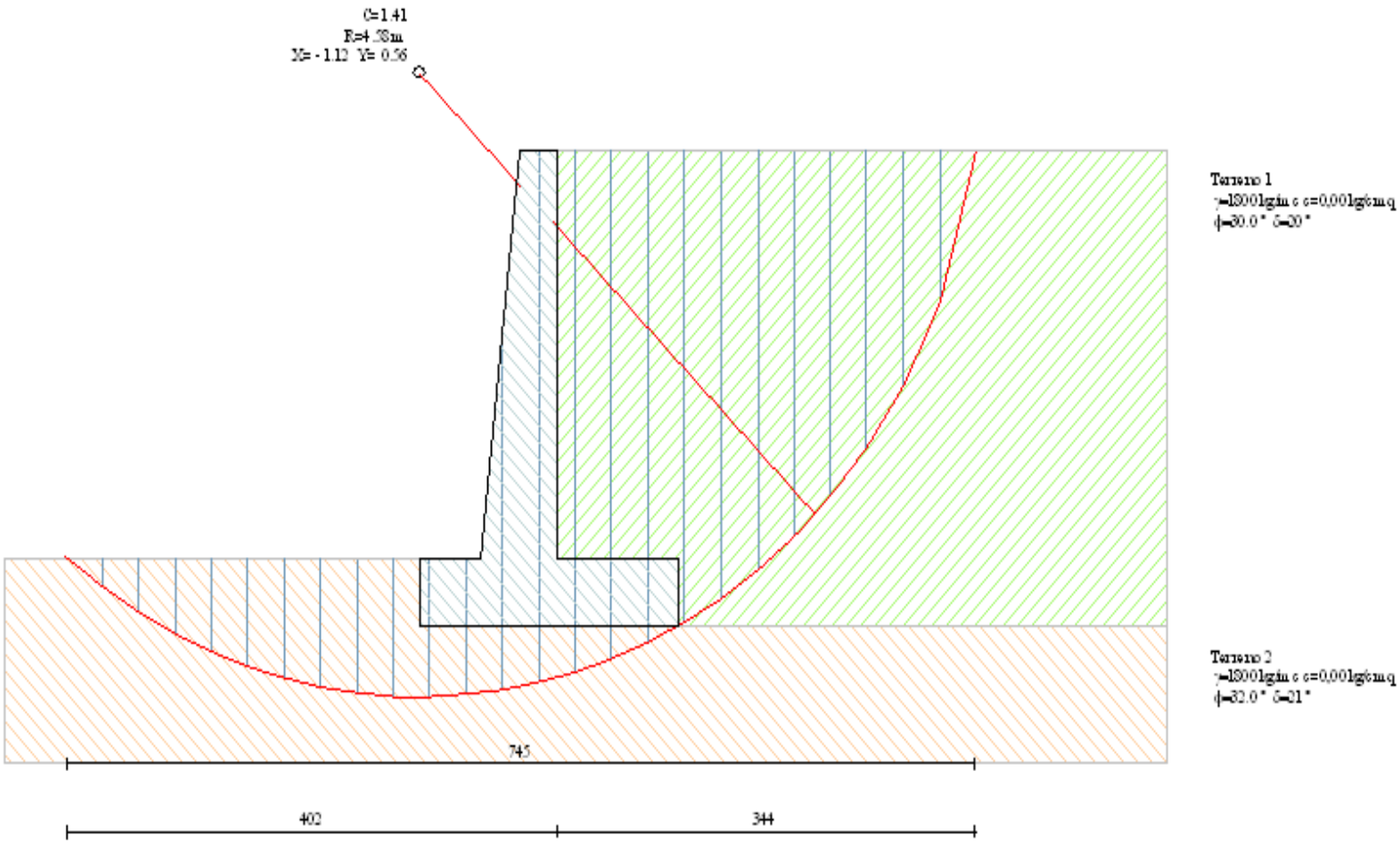
Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione
Tipo Tipo combinazione
Sisma Combinazione sismica
CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	cs_{sco}	cs_{rib}	cs_{qlim}	cs_{stab}
1	A1-M1 -R1[1]	--	1,40	--	2,82	--
2	A2-M2 -R2 [1]	--	**1,00**	--	2,78	--
3	EQU - [1]	--	--	3,64	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,41

Approccio 1 –Combinazione 2 (A2+M2+R2)



2) PARATIE

2. -Verifiche agli stati limite (SLU) – Paratie:

-SLU di tipo geotecnico (**GEO)** e di tipo idraulico **(UPL e HYD)**
-SLU di tipo strutturale (**STR)**
La **verifica di stabilità globale** del complesso opera -terreno deve essere effettuata secondo
l'Approccio 1 - ***Combinazione 2: (A2+M2+R2)***

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo il seguente approccio:
Approccio 1: - ***Combinazione 1: (A1+M1+R1) (STRU)*** ⇐
- ***Combinazione 2: (A2+M2+R1) (GEO)***

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Metodi pseudostatici - *paratie*

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale ***ah*** *e* ***av*** *dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate* in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, ***ah*** *può essere legata all'accelerazione di picco amax attesa nel volume* di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$ah = kh \cdot \gamma = \alpha \cdot \beta \cdot amax \quad (7.11.9)$$

g accelerazione di gravità,

Kh coefficiente sismico in direzione orizzontale,

$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera

$\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza. **Per le paratie si può porre *av = 0*.**

amax = S·ag = SS· ST·ag

Il valore del coefficiente α può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva *H della paratia e* dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma di Figura 7.11.2.

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma di Figura 7.11.3, in funzione del massimo spostamento *us che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.*

Per us = 0 è $\beta = 1$. Deve comunque risultare:

$$us \leq 0{,}005 \times H. \quad (7.11.11)$$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0{,}2$ deve assumersi $k_h = 0{,}2 \cdot a_{max}/g$.

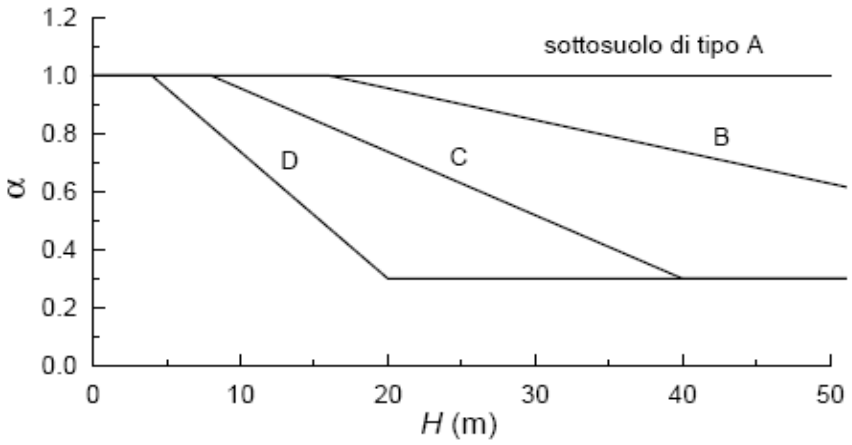


Figura 7.11.2 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α*

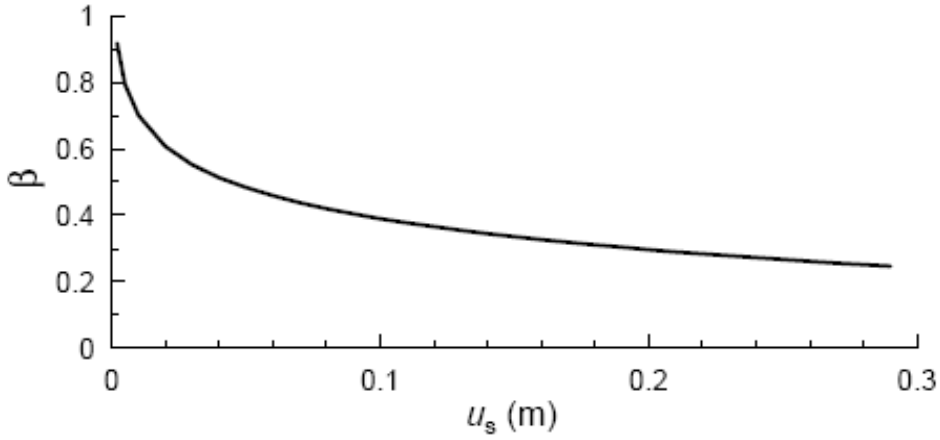


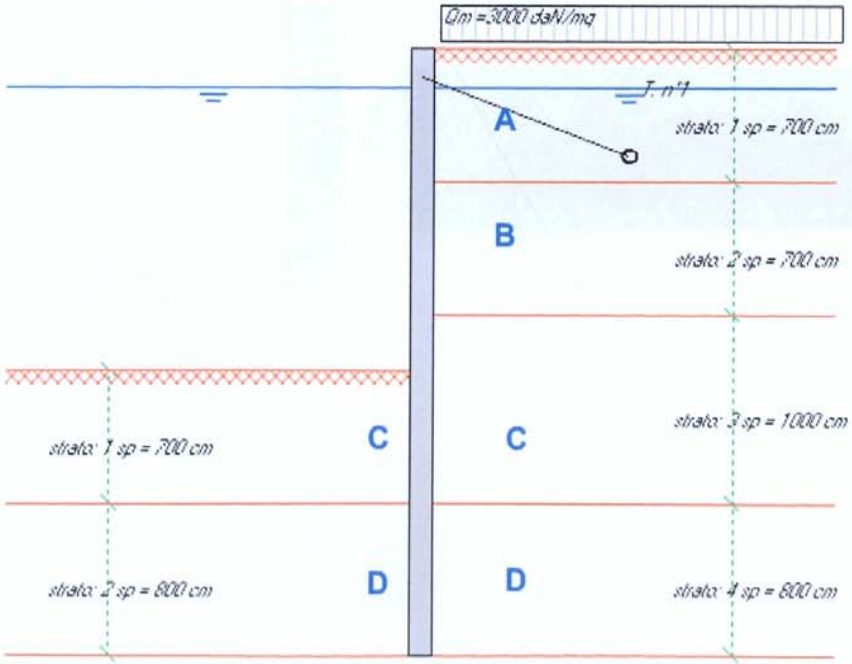
Figura 7.11.3 – *Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β.*

Palancola tirantata

Esempio : Banchina portuale (Livorno)

Lat. 43.58 Long. 10.31

Fondale: -15,00 m da l.m.m.,
Piano finito: + 2, 0 m da l.m.m.
Sovraccarico: 30 kN/m^2.
Palancolato metallico a sezione composta (Tipo HZ 975B-14/AZ18) infisso fino a – 30,0 metri da l.m.m.
Ancoraggio in testa con tiranti a bulbo iniettato disposti ad interasse 1.79 m.
Il tirante a bulbo iniettato (9 trefoli da 0,6'') è inclinato di 20° sull'orizzontale.



Unità litologica	γ (kN/m^3)	φ' (°)	E' (MPa)
A (riporto)	18.5	27	8
B (sabbie fini)	19.7	35	25
C (limo sabbioso)	19.7	27	15
D (sabbie medie)	19.7	33	30

Parametri caratteristici dei terreni

Ripreso e modificato da G.Scarpelli, 2009

Vita nominale, V_N : >100 anni (§2.4.1, NTC2008)
Classe d'uso: 3 ? coefficiente d'uso C_U= 1,5. (§2.4.2, NTC2008)

Periodo di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 1{,}5 = 150$ anni

Sulla base dello stato limite considerato si hanno quindi le probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{VR}, pari a:

Stato Limite di Danno: $P_{VR} = 63\%$
Stato Limite di Salvaguardia della Vita: $P_{VR} = 10\%$

L'azione sismica da considerare nelle verifiche nei diversi Stati Limite va riferita al Tempo di Ritorno determinato nel modo seguente:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})}$$

Si ottengono quindi i seguenti Tempi di Ritorno:
SLD: T_R = 151anni
SLV: T_R = 1424 anni

	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 -	T_C^* (s)
SLD	151	0,075	2,454	0,257
SLV	1424	0,176	2,454	0,277

Sulla base delle numerose prove N_{SPT}, è possibile individuare:
Categoria di sottosuolo D:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica:
S_S = 1,80 (per SLD)
S_S = 1,75 (per SLV)

Errore del progettista

Il valore di Ss è unico ed è pari a 1,8.

Il piano campagna del sito è orizzontale
Categoria topografica T1:

Coefficiente di amplificazione topografica
S_T = 1

Con questi parametri l'accelerazione massima attesa in superficie è riportata nella tabella seguente:

$$a_{\max} = S_S \, S_T a_g$$

	a_g (g)	S_S -	S_T -	a_{max} (g)
SLD	0,075	1,80	1	0,135
SLV	0,175	1,75	1	0,306

0,315

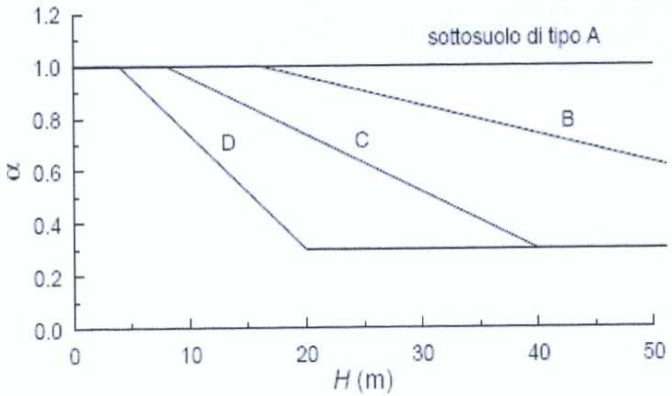
Se la valutazione degli effetti del sisma sulla struttura viene fatta tramite **metodi pseudo-statici**, è necessario definire un' **accelerazione equivalente** costante nello spazio e nel tempo.

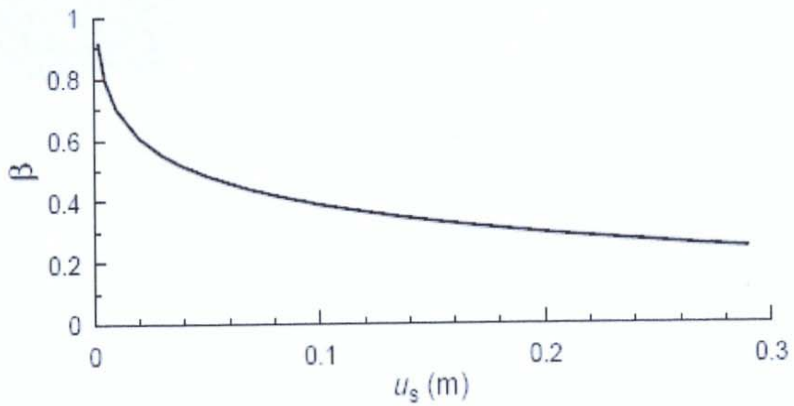
Le NTC 2008 (par 7.11.6.3) definiscono le modalità di determinazione dell'accelerazione equivalente da utilizzare per la valutazione della spinta delle terre in condizioni sismiche.

In mancanza di studi specifici l'accelerazione equivalente orizzontale (a_h) può essere determinata come:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

Dove:
$\alpha \leq 1$ coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera
$\beta \leq 1$ coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.





	a_{max} (g)	α -	β -	a_h (g)
SLD	0,135	0,5	0,4	**0,027**
SLV	0,306	0,5	0,4	**0,061**

0,063

Approccio1
Combinazione 1: **A1 + M1 + R1**
Combinazione 2: **A2 + M2 + R1**

Azioni	**SLE**		**SLU DA1.1** (A1)		**SLU DA1.2** (A2)		**SLD** (A1)		**SLV** (A1)	
Carico permanente (G)	γ_g	1	γ_g	1.3	γ_g	1	γ_g	1	γ_g	1
Carico Variabile (Q)	γ_q	1	γ_q	1.5	γ_q	1.3	γ_q	1	γ_q	1
							ψ_{21}	0.6	ψ_{21}	0.6

Parametri Geotecnici (Materiali)	Coeff. parz. γ_M	**SLE**	**SLU DA1.1** (M1)	**SLU DA1.2** (M2)	**SLD** (M1)	**SLV** (M2)
Resistenza a taglio (sulla tg ϕ')	$\gamma_{\phi'}$	1	1	1.25	1	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1	1	1.25	1	1.25
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1	1	1	1	1

I coefficienti parziali applicati alle **Resistenze** sono stati presi sempre: $\gamma_R = 1$

Verifiche delle condizioni di Stato Limite Ultimo

Condizioni statiche di Stato Limite Ultimo (**SLU**)
Condizione sismiche di Stato di Salvaguardia della Vita (**SLV**)

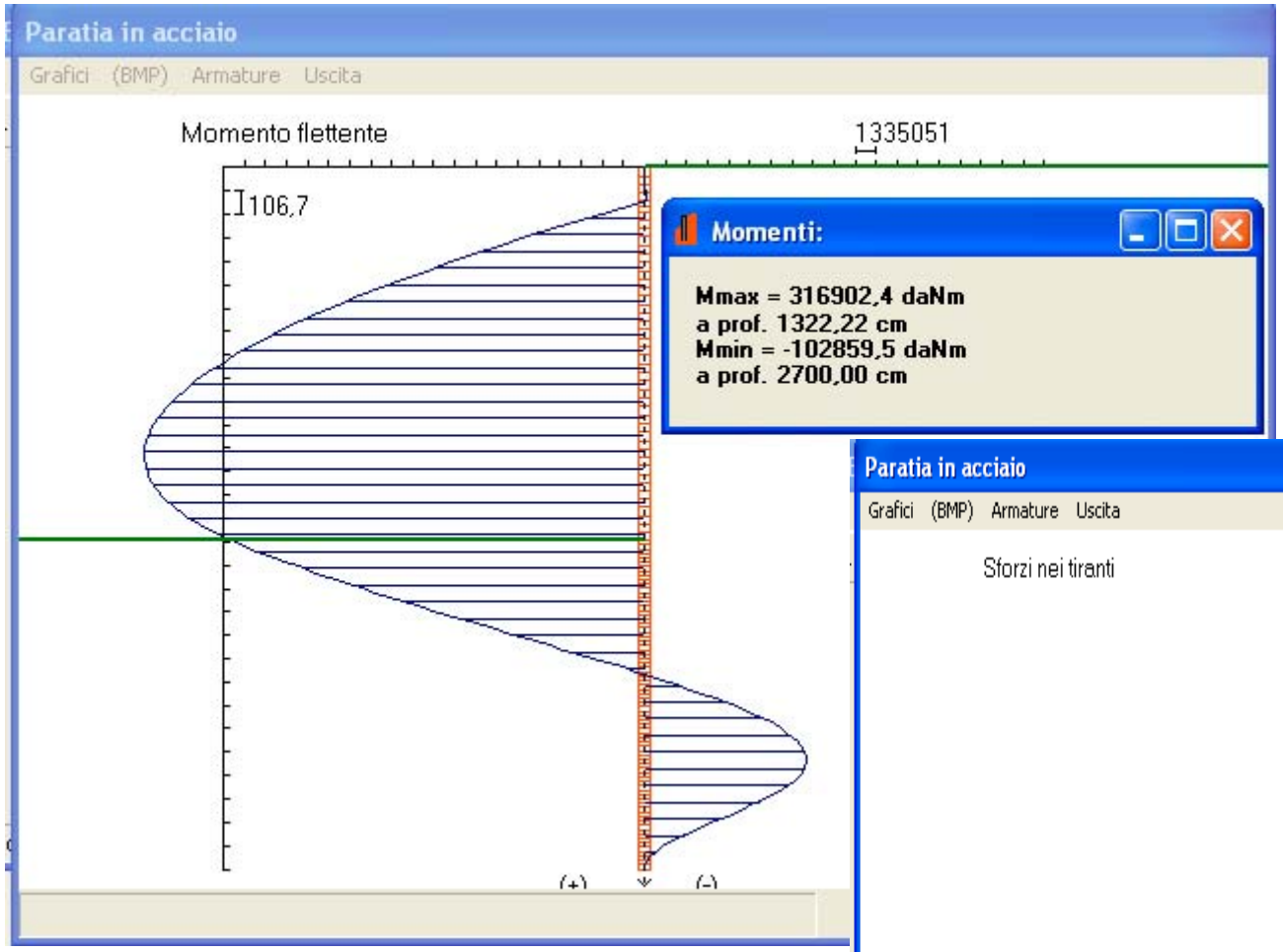
			SLU 1	SLU 2	SLV
Momento		(kNm/m)	2360	3023	3170
	z da +2m su l.m.m.	(m)	12,05	13,61	13,22
Taglio		(kN)	-472	470	-467
	z da +2m su l.m.m.	(m)	20	1,5	21,2
spost		(cm)	17	26	25
	z da +2m su l.m.m.	(m)	12,4	13,6	13,65
Tiro		(kN)	862	964	950

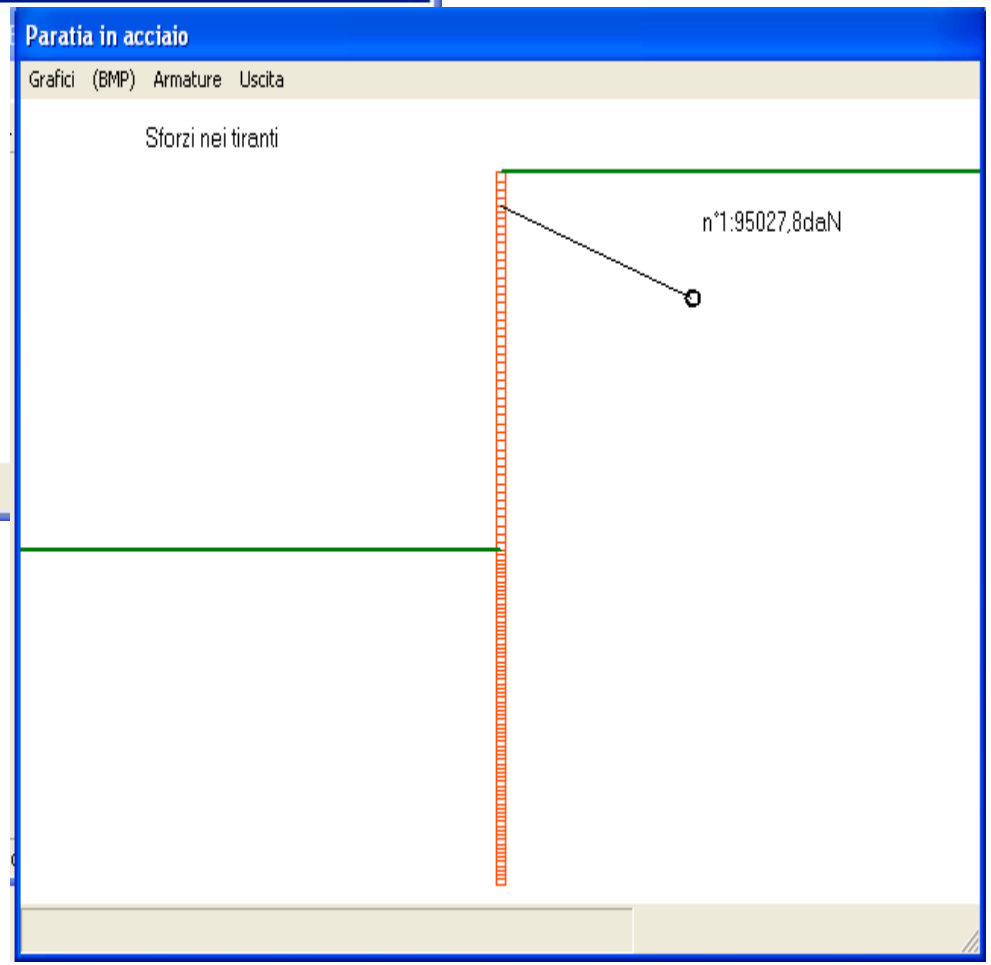
In tutte le condizioni è verificata la condizione $M < M_{Rd}$

Elemento: Palancole	Acciaio S 430 GP f_{yk}	Modulo Elastico E	Momento d'inerzia I	Modulo di resistenza W	Area della sezione A	Peso w	Momento Resistente $M_{Rd}=M_{Rk}/1.05$
	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[m^4/m]	[m^3/m]	[m^2/m]	[kN/m]	[kNm/m]
HZ975B - 14/AZ18	430	210000	$4,237 \cdot 10^{-3}$	$8,65 \cdot 10^{-3}$	0,03279	2,34	3542

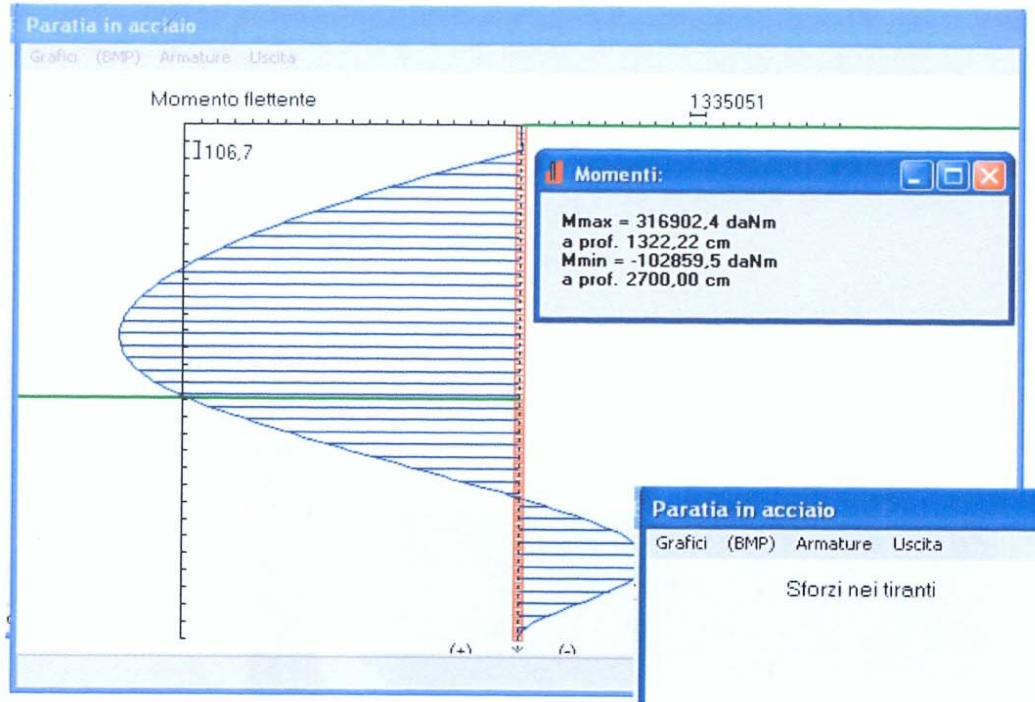
SLV

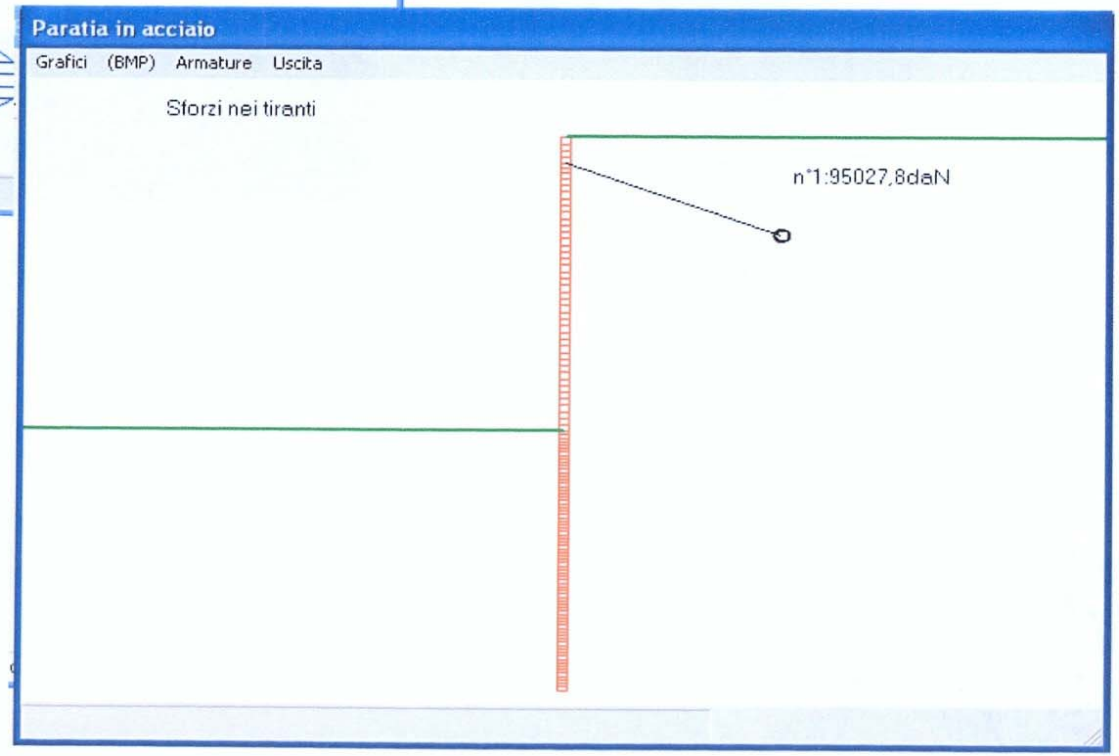
Combinazione 2





SLV


Paratia in acciaio
Grafici (BMP) Armature Uscita
Momento flettente
1335051
106,7
Momenti:
Mmax = 316902,4 daNm
a prof. 1322,22 cm
Mmin = -102859,5 daNm
a prof. 2700,00 cm

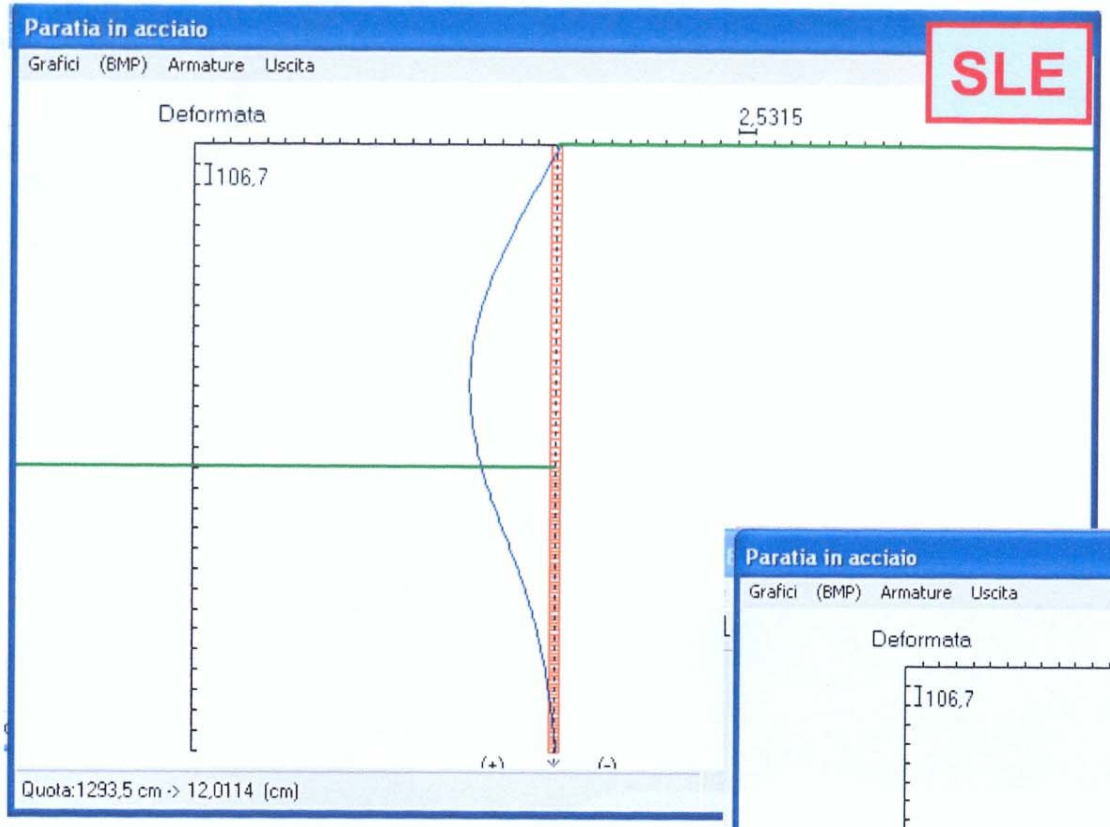

Paratia in acciaio
Grafici (BMP) Armature Uscita
Sforzi nei tiranti
n°1:95027,8daN

Verifiche delle prestazioni

Condizioni statiche di Stato Limite di Esercizio (**SLE**)
Condizione sismiche di Stato Limite di Danno (**SLD**)

			SLE	SLD
M		*(kNm/m)*	1752	1899
	z			
	da +2m su l.m.m.	*(m)*	12,05	12,05
T		*(kN)*	-351	-373
	z			
	da +2m su l.m.m.	*(m)*	20	19,8
spost		*(cm)*	12	12.1
	z			
	da +2m su l.m.m.	*(m)*	12,5	12,6
Tiro		*(kN)*	643	668

Lo spostamento massimo (13 cm) risulta inferiore a quello limite ammissibile (25 cm)


Paratia in acciaio
Grafici (BMP) Armature Uscita
SLE
Deformata
2,5315
106,7
(+)
(-)
Quota:1293,5 cm -> 12,0114 (cm)

Paratia in acciaio
Grafici (BMP) Armature Uscita
SLD
Deformata
2,5578
106,7
(+)
(-)
Quota:1275,5 cm -> 12,1427 (cm)

Verifica dell'ancoraggio

Verifiche di un tirante con le seguenti caratteristiche:

- bulbo iniettato, tipo IRS
- lunghezza libera: 15 m
- lunghezza della fondazione: 18 m
- diametro nominale: 0.22 m
- inclinazione 20°
- 9 trefoli.

Dimensionamento geotecnico

il tiro più gravoso derivante dalle combinazioni di calcolo della paratia si verifica nella seconda combinazione statica SLU e risulta pari a **Pd =964kN**.

La resistenza calcolata del bulbo è:
Ra,c = π Ds α Ls qs =2002.9 kN

dove:
Ds (diametro nominale del foro) = 0.22 m
α (coefficiente di guadagno del diametro) =1.4
Ls (lunghezza del tratto vincolato)= 18 m
Qs (resistenza laterale unitaria) = 115 kPa

La resistenza di progetto del bulbo è:
Rad = 2002,9kN / (1,7 x 1,2) = 981kN con: ξ_a=1.7 e γ_R =1.2 (tiranti permanenti)

Pd = 964kN < 981kN = Rad

verificato