

COMUNE DI OLBIA

Provincia di Sassari

REALIZZAZIONE DI UN TRATTO DI MARCIAPIEDE NELLA FRAZIONE DI SAN PANTALEO

PROGETTO ESECUTIVO

Il sindaco: Dott. Settimo Nizzi		Progettisti in R.T.P.: Arch. Lorenzo G. Soro (Mandatario) Altri componenti RTP Arch. Andrea Pirastru Arch. Giulia Sanna Collaboratori Ing. Paolo Bittu (calcoli statici)	
Il dirigente del settore Tecnico: Ing. Diego Ciceri			
Il R.U.P.: Geom. Graziella Orrù		Il committente: Comune di Olbia	
Oggetto: RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA DI BASE			
Tavola R.06	Scala	Data 21.12.2023	Revisione 001

RELAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.



1. CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA - PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$, in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per il suddetto *SLV* su sito di riferimento rigido, possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;

1.1 CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

1.2 CATEGORIE TOPOGRAFICHE

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

1.3 VITA NOMINALE DELL'OPERA

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Tab. 2.4.I – *Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

$V_N =$ 100

1.4 PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni

$$C_U = 1$$

da cui:

$$V_R = 100 \text{ anni}$$

1.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

$$\text{Categoria } A$$

1.6 STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITA' DI SUPERAMENTO

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

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

$$P_{VR} = 10 \%$$

$$\text{COEFFICIENTE} = 0,1$$

$$T_R = 949 \text{ anni}$$

$$\text{http://www.mappasismica.amv.it/}$$

Per cui, in corrispondenza del T_R calcolato si hanno i seguenti parametri

$$a_g = 0,58$$

accelerazione orizzontale massima al sito in campo aperto per categorie di sottosuolo A.

$$F_0 = 2,98$$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$$T^*_C = 0,37$$

periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

6.1 Periodi T_B , T_C , T_D di separazione dei quattro rami dello spettro

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \times T^*_C$$

dove:

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T^*_C)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T^*_C)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T^*_C)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T^*_C)^{-0,40}$

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 1,6 + 4 a_g/g$$

da cui:

$$T_D = 1,84 \text{ s}$$

$$T_c = C_c \times T_c^*$$

i valori di C_c variano al variare della categoria del sottosuolo, ossia

A

B

C

D

E

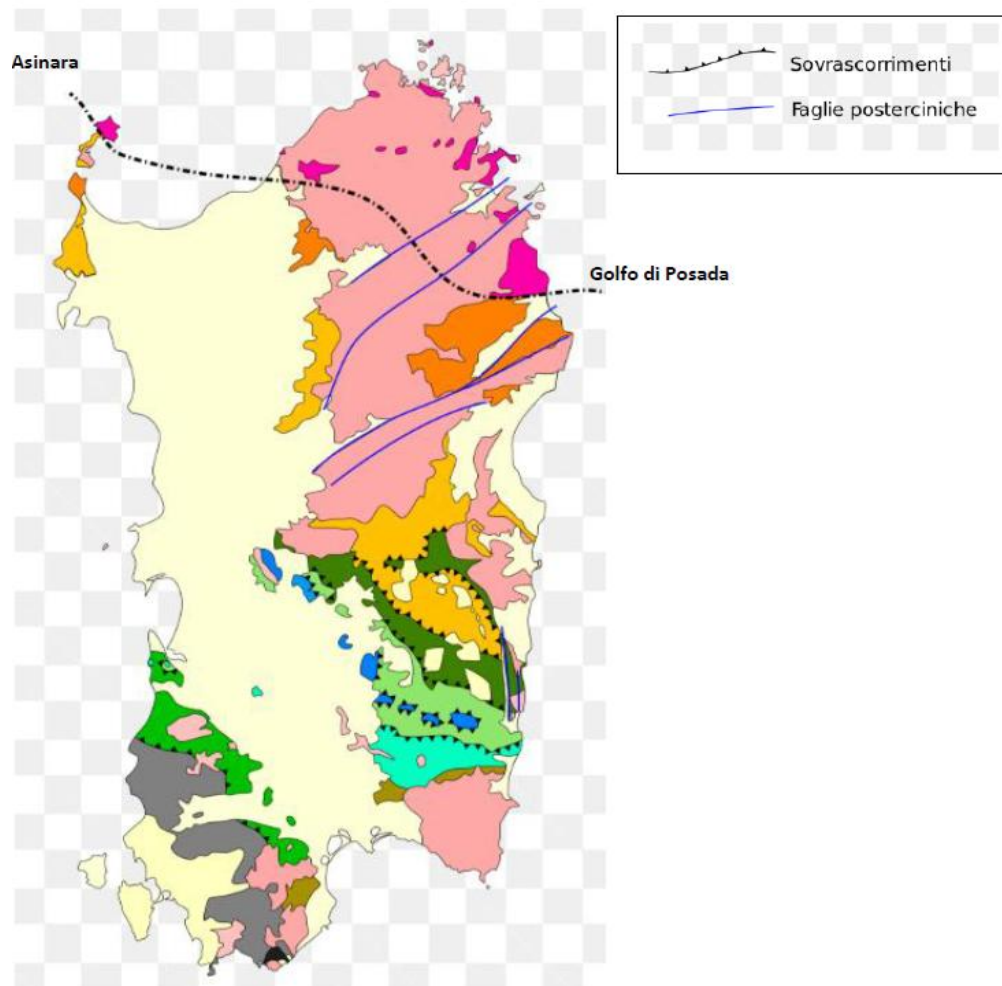
la categoria di sottosuolo considerata è:

A

da cui:

$T_c =$ s

$T_B =$ s



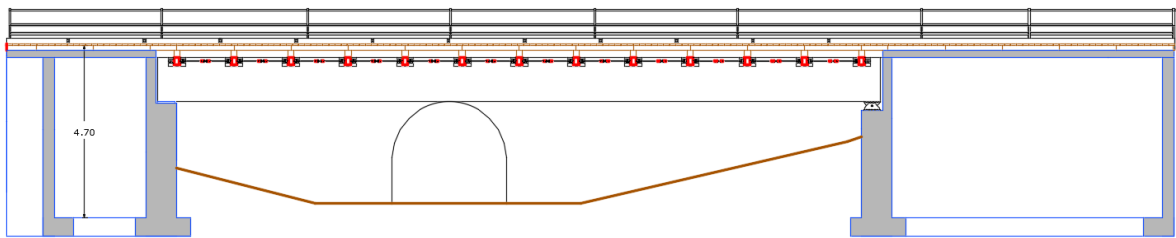
1.7 Determinazione del periodo di vibrazione della struttura

Per l'analisi lineare statica e per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

H = Altezza della costruzione in metri dal piano di fondazione

tipologia strutturale	C ₁
Per costruzioni con struttura a telaio di acciaio o di legno	0,085
Per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato	0,075
Per costruzioni di muratura o per qualsiasi altro tipo di struttura	0,05



$$H = 4,7 \text{ m}$$
$$C_1 = 0,075$$

$$T_1 = 0,24 \text{ s}$$

VERIFICATO

Per l'applicazione dell'analisi lineare statica T_1 non deve superare $2,5 T_C$ o T_D

$$2,5T_C = 0,93 \text{ s}$$

1.8 Determinazione dello spettro di risposta elastico

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali T ed S sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \times S_T,$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

Tabella coefficienti di amplificazione stratigrafica S_S

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella coefficienti di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione.

Per determinare la funzione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, necessita determinare:

$$S = S_S \times S_T$$

$$S_T = \boxed{1}$$

Categoria sottosuolo	S_S	S_S corretto
A	1	1
B	1,33	1,2
C	1,59	1,5
D	2,14	1,8
E	1,81	1,6

Categoria sottosuolo A per cui $S_S = \boxed{1}$

da cui:

$$\begin{aligned}
 S &= \boxed{1} \\
 a_g S &= \boxed{0,58} \text{ m/s}^2 \\
 0,075g &= \boxed{0,74} \text{ m/s}^2
 \end{aligned}$$

Verifica per il solo SLV

VERIFICA NEI CONFRONTI DELLO SLV

determinazione di $S_e(T)$ per SLV

$a_g =$	0,58	m/s ²
$S =$	1	
$F_o =$	2,98	
$T_1 =$	0,24	s
$T_B =$	0,12	s
$T_C =$	0,37	s
$T_D =$	1,84	s
$f =$	4,18	Hz
$\eta =$	1	

frequanza di oscillazione strutturale

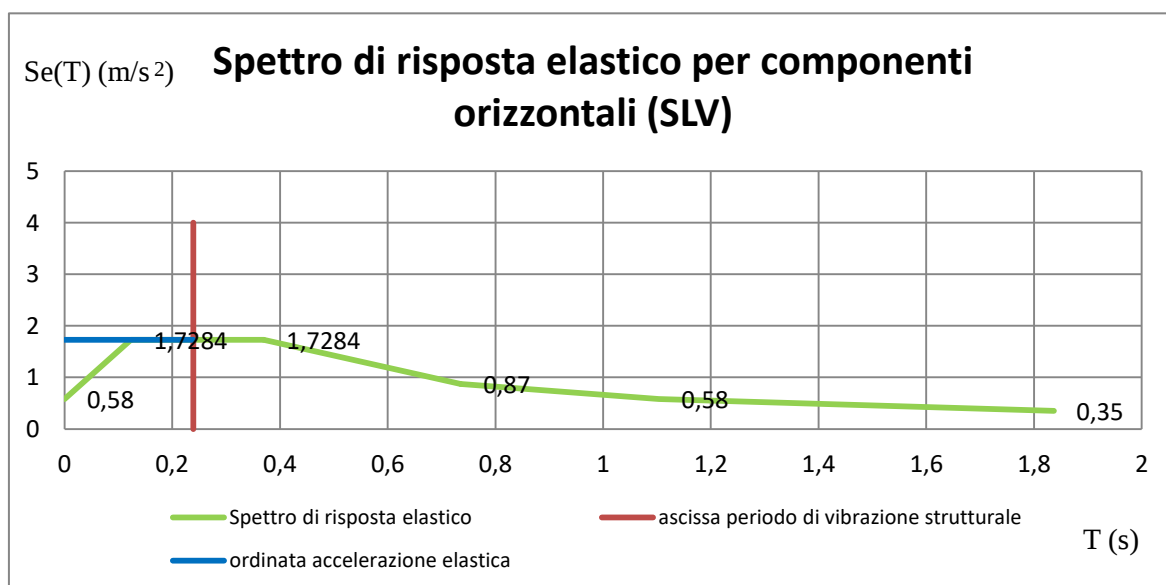
valori di T	$S_e(T)$	Relazioni per $\eta = 1$
$0 \leq T < T_B$	0,58	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
	1,73	
$T_B \leq T < T_C$	1,73	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$
	1,73	
$T_C \leq T < T_D$	1,73	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
	0,35	
$T_D \leq T$		$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

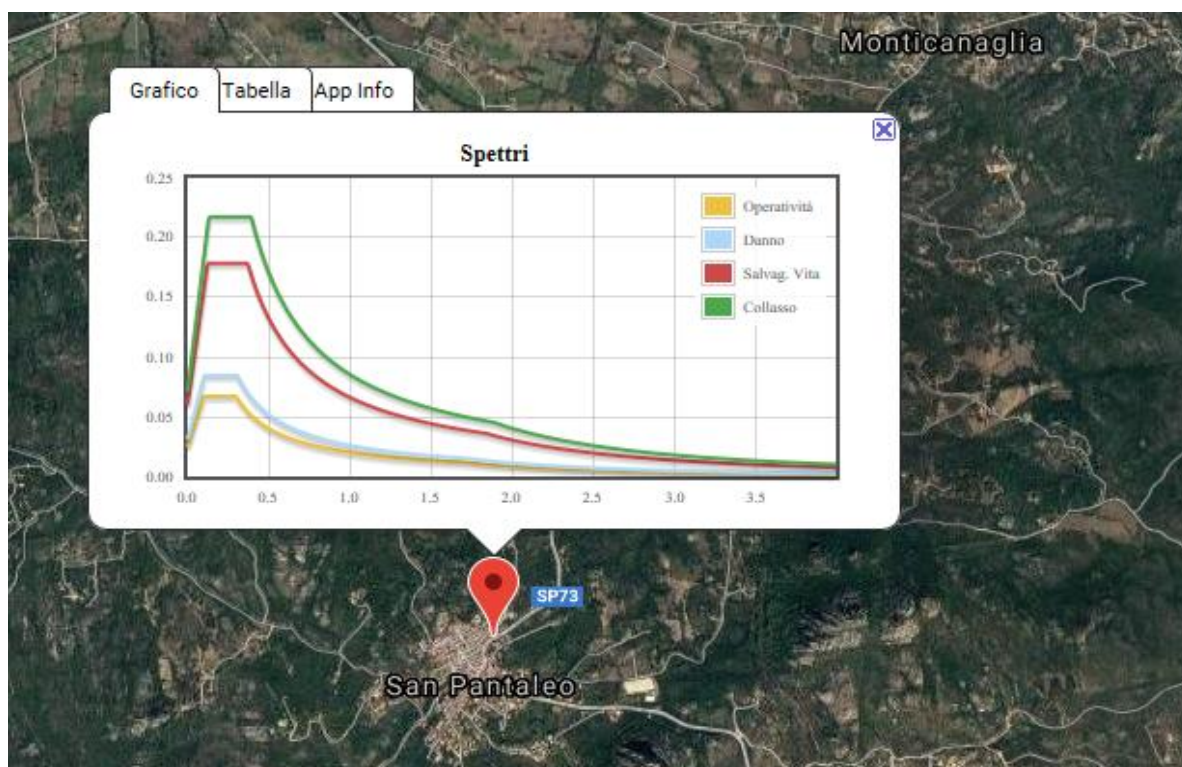
da cui:

T	$S_e(T)$
0	0,58
0,12	1,7284
0,37	1,7284
0,74	0,87
1,10	0,58
1,84	0,35

$S_e(T) =$ 1,73

accelerazione di risposta elastica per struttura non dissipativa





Monticanaglia

Grafico Tabella App Info

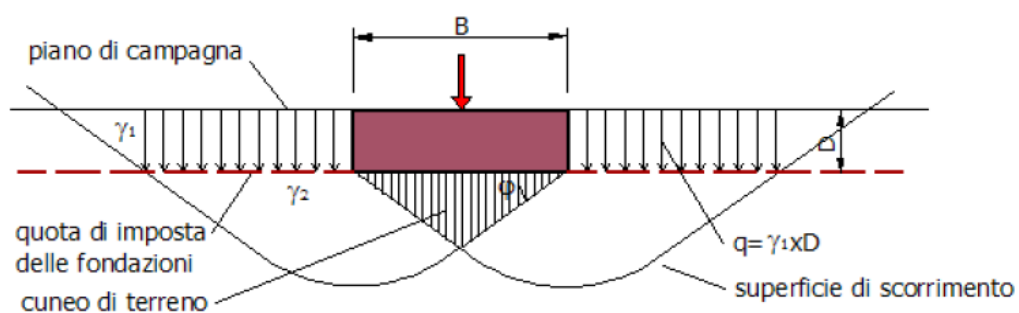
Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	T_r	$a_g = A_g/g$	F_0	T^*_c
Operatività (SLO)	60	0.025	2.685	0.299
Danno (SLD)	101	0.031	2.73	0.307
Salvag. Vita (SLV)	949	0.06	2.976	0.371
Collasso (SLC)	1950	0.071	3.061	0.393

SP73

San Pantaleo

2 . RELAZIONE GEOTECNICA - NTC 2018



Per le verifiche nei confronti degli **SLU**, essendo un'analisi di interazione tra fondazioni e terreno, si utilizza l'approccio **(A1+M1+R3)** secondo i coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

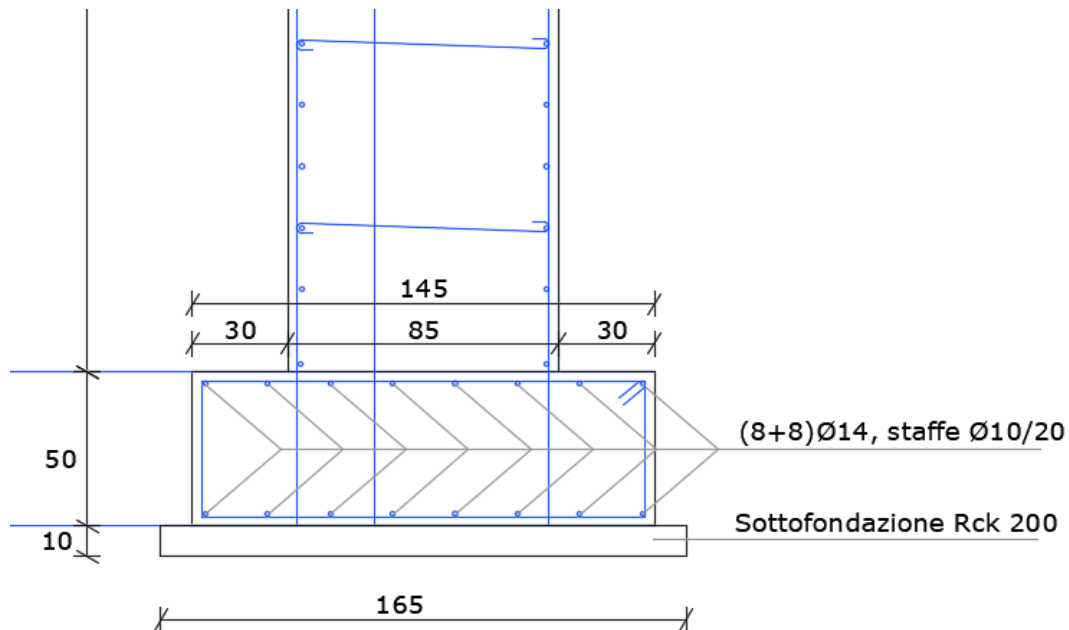
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

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

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

2.1 FONDAZIONE NASTRIFORME 150 X 50

B =	145	cm
H =	50	cm
D =	50	cm



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

$\varphi =$	28,66	°	angolo di attrito	0,50	rad
$\gamma_t =$	18	KN/mc	peso volumico del terreno		
$c =$	33	KN/mq	coesione		

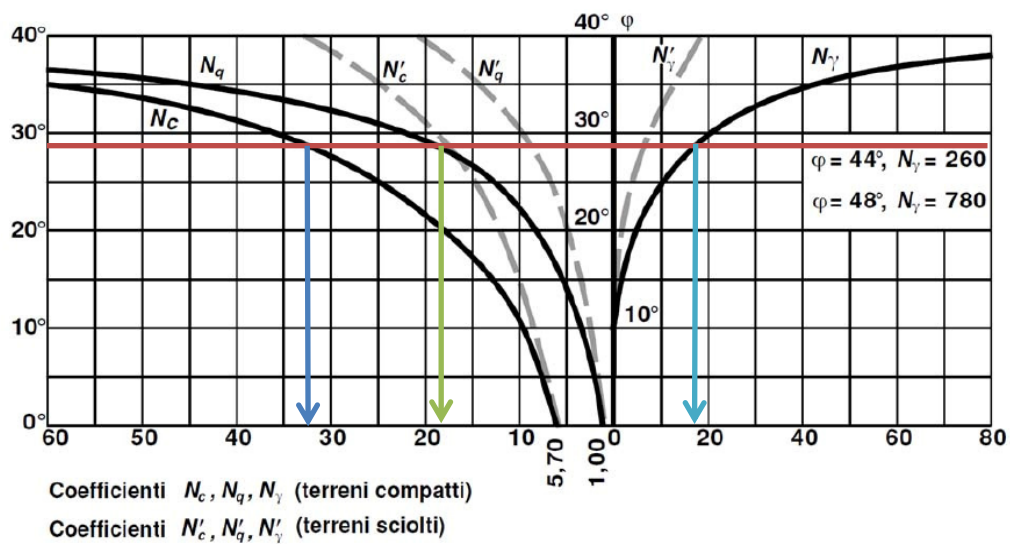
Calcolo del carico limite del terreno con la relazione di Terzaghi

$$q_{lim} = v_c \cdot c \cdot N_c + v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

con N_c , N_q e N_γ coefficienti di capacità portante, v_c , v_q e v_γ coefficienti correttivi e coesione c .

la resistenza di progetto del terreno vale: $\sigma_{Rd} = \frac{q_{lim}}{2.3}$

$N_c =$	32
$N_q =$	18
$N_\gamma =$	18
$v_c =$	1
$v_q =$	1
$v_\gamma =$	1



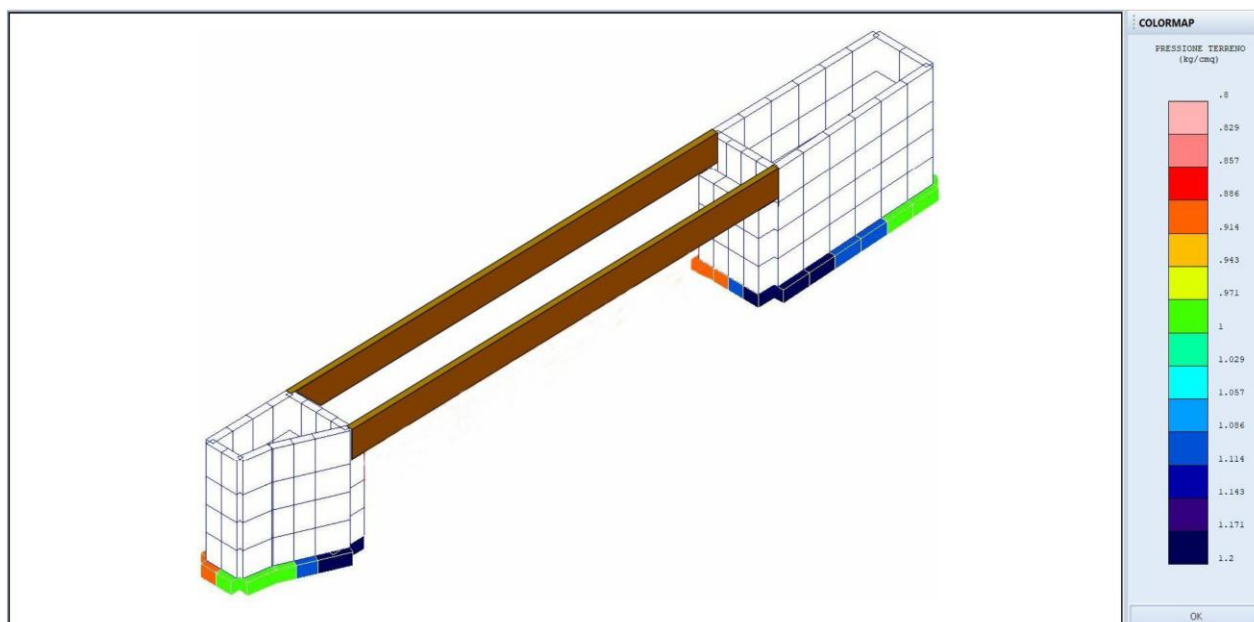
Forma della fondazione	Dimensione	Coefficienti di forma		
		v_c	v_q	v_γ
Nastriforme	-	1	1	1
Rettangolare	$B < L$	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Quadrata	$B = L$	1.3	1.2	0.8

CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE AGLI SLU

$$q_{lim} = 1452,9 \quad \text{KN/mq}$$

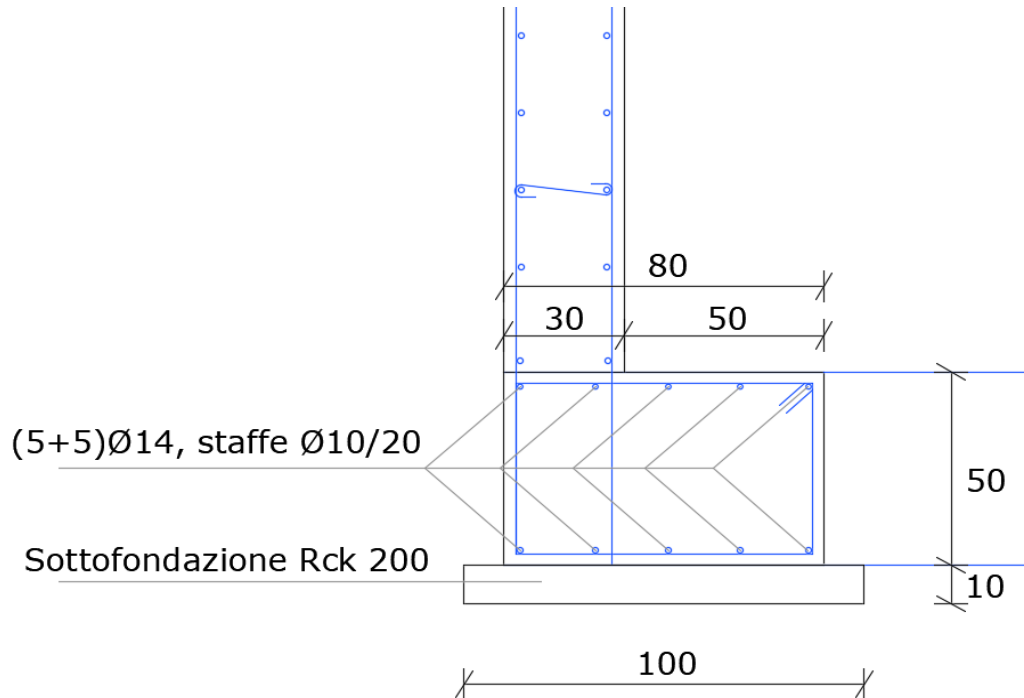
$$\sigma_{Rd} = 631,70 \quad \text{KN/mq}$$

$$\sigma_{Rd} = 6,32 \quad \text{Kg/cmq}$$



2.2 FONDAZIONE NASTRIFORME 80 X 50

B =	80	cm
H =	50	cm
D =	50	cm



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

$\varphi =$	28,66	°	angolo di attrito	0,50	rad
$\gamma_t =$	18	KN/mc	peso volumico del terreno		
$c =$	33	KN/mq	coesione		

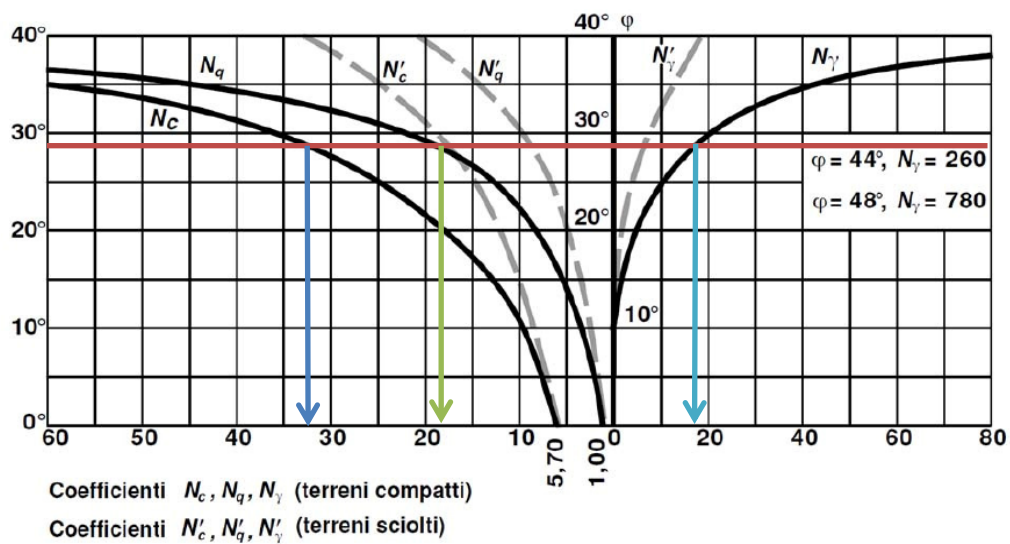
Calcolo del carico limite del terreno con la relazione di Terzaghi

$$q_{lim} = v_c \cdot c \cdot N_c + v_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + v_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$$

con N_c , N_q e N_γ coefficienti di capacità portante, v_c , v_q e v_γ coefficienti correttivi e coesione c .

la resistenza di progetto del terreno vale: $\sigma_{Rd} = \frac{q_{lim}}{2.3}$

$N_c =$	32
$N_q =$	18
$N_\gamma =$	18
$v_c =$	1
$v_q =$	1
$v_\gamma =$	1



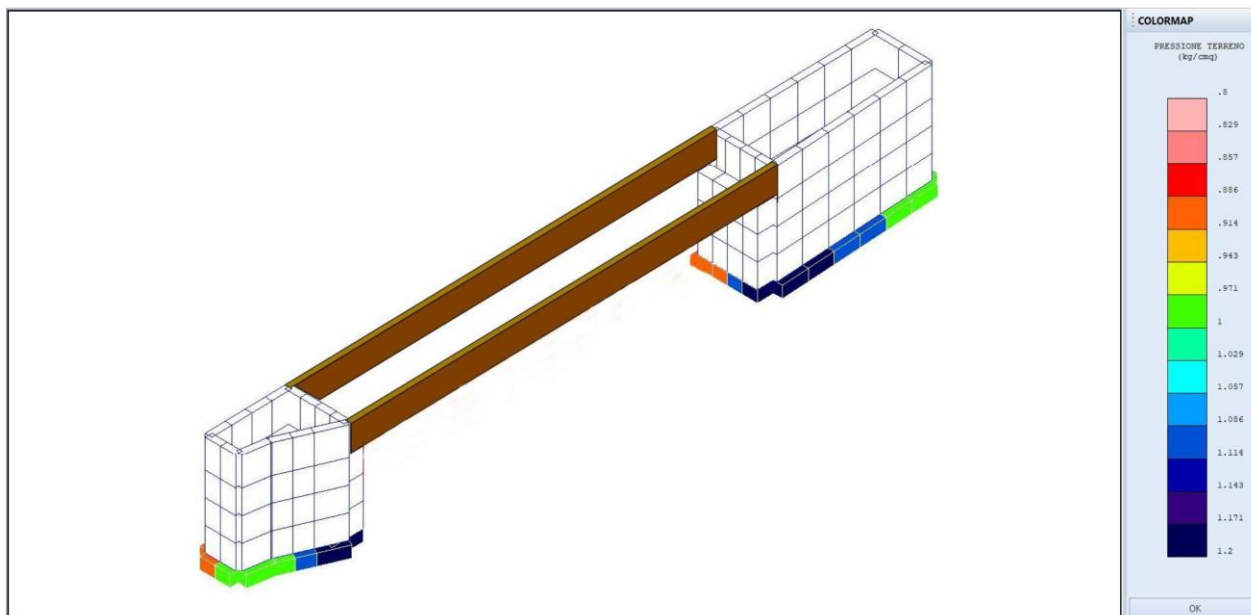
Forma della fondazione	Dimensione	Coefficienti di forma		
		v_c	v_q	v_γ
Nastriforme	-	1	1	1
Rettangolare	$B < L$	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Quadrata	$B = L$	1.3	1.2	0.8

CALCOLO DEL CARICO LIMITE IN CONDIZIONI STATICHE AGLI SLU

$$q_{lim} = 1347,6 \quad \text{KN/mq}$$

$$\sigma_{Rd} = 585,91 \quad \text{KN/mq}$$

$$\sigma_{Rd} = 5,86 \quad \text{Kg/cmq}$$



2.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI SLU IDRAULICI

Essendo le strutture in esame elementi puntuali non soggetti a spinta idraulica, anche in relazione alle elevate azioni assiali, si riporta solo lo stralcio normativo:

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento. A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

VERIFICA AL SIFONAMENTO SPALLA NORD

$\Delta H =$	0,28	m	
$D =$	2,92	m	
$\gamma_{sat} =$	18	KN/mc	peso specifico terreno
$\gamma_w =$	10	KN/mc	peso specifico acqua

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \text{gradiente idraulico critico}$$

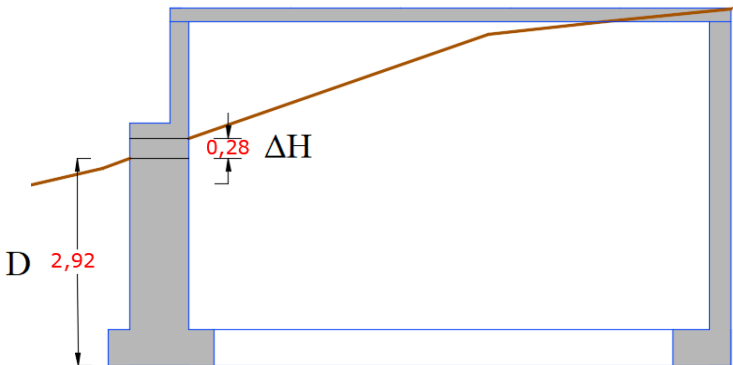
$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 8 \quad \text{KN/mc}$$

$$i_c = 0,8$$

$$i_e = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_e = 0,10$$

$$i_c/i_e = 8,34$$



VERIFICA AL SOLLEVAMENTO SPALLA NORD

$$S_w = H_c \times \gamma_w \times D/2$$

$$H_c = \frac{H \times D}{H + 2D}$$

con $H = \Delta H$

da cui:

$$H_c = 0,13$$

per cui:

$$S_w = 1,95 \text{ KN/mq}$$

$$W' = \gamma_{G1} \times \gamma' \times D^2/2$$

$$\gamma_{G1} = 0,9$$

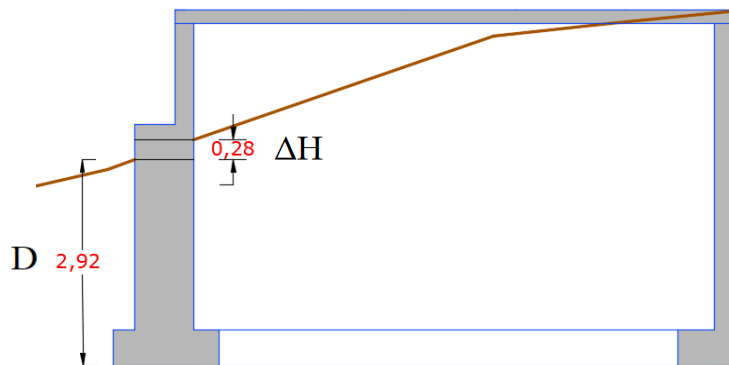
$$W' = 30,69504 \text{ KN/mq}$$

$$W'/S_w = 15,74$$

W' = forza stabilizzante

S_w = forza instabilizzante

Nota: la forza stabilizzante è il contributo derivante dal peso sommerso del terreno relativo alla zona pericolosa



VERIFICA AL SIFONAMENTO SPALLA SUD

$$\Delta H = 0,2 \text{ m}$$

$$D = 2,08 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 18 \text{ KN/mc} \quad \text{peso specifico terreno}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/mc} \quad \text{peso specifico acqua}$$

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad \text{gradiente idraulico critico}$$

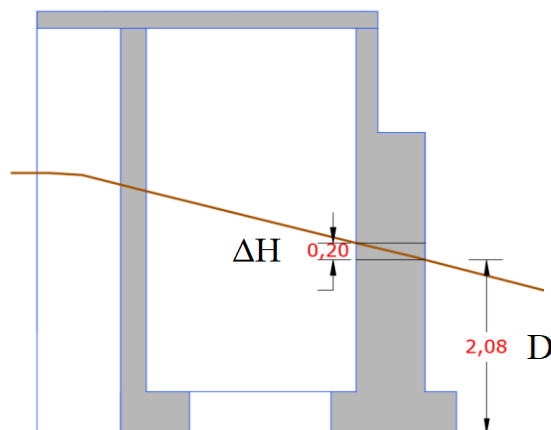
$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w = 8 \text{ KN/mc}$$

$$i_c = 0,8$$

$$i_e = \frac{\Delta H}{D}$$

$$i_e = 0,10$$

$$i_c/i_e = 8,32$$



VERIFICA AL SOLLEVAMENTO SUD

$$S_w = H_c \times \gamma_w \times D/2$$

$$H_c = \frac{H \times D}{H + 2D}$$

con $H = \Delta H$

da cui:

$$H_c = 0,10$$

per cui:

$$S_w = 0,99 \text{ KN/mq}$$

$$W' = \gamma_{G1} \times \gamma' \times D^2/2$$

$$\gamma_{G1} = 0,9$$

$$W' = 15,57504 \text{ KN/mq}$$

$$W'/S_w = 15,70$$

W' = forza stabilizzante

S_w = forza instabilizzante

Nota: la forza stabilizzante è il contributo derivante dal peso sommerso del terreno relativo alla zona pericolosa

