RELAZIONE GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA - Esempio sintetico

Normativa di riferimento

Decreto Ministeriale 14.01.2008

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

D.M. 11.03.988

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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. (Se si opera in Zona sismica 4, Classi I e II).

INTRODUZIONE

Con la presente relazione si sono analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti un'area destinata ad ospitare l'ampliamento dell'edificio denominato Scuola prematerna ……, nel Comune di Bagno a Ripoli, la cui ubicazione è mostrata nell' allegata planimetria. Si è, inoltre, supportata la progettazione strutturale.
La relazione è stata redatta in ottemperanza alle Leggi vigenti in materia (v. Normativa di riferimento pag. precedente).

CARATTERI GEOLOGICI ED UNITÀ LITOTECNICHE

Per ciò che riguarda l'aspetto geologico, durante il rilevamento di un significativo intorno della zona in esame si è riscontrata la presenza dei seguenti termini litoidi (v. Carta geologica allegata).

Subsintema del Bacino di FI-PO-PT

FPT1b - **Ciottoli e sabbie di Bagno a Ripoli - (ex Vcs).** L'unità è costituita da ciottoli, ghiaie e sabbie più o meno argillose. Questo intervallo costituisce il corpo principale del riempimento del lago quaternario di Firenze e forma le colline, a dolce pendio, che si estendono da Bagno a Ripoli fino a sud dell'Antella. – Pleistocene sup.- inf..

FPT2a - Ciottoli e ghiaie in matrice sabbioso-limosa dell'Antella - (ex Vcg)

L'unità, che interessa direttamente il sedime della costruzione di progetto, è costituita da ciottolami e ghiaie prevalenti con matrice generalmente sabbiosa o localmente argillosa-limosa. Variabile il grado di cementazione che in genere è modesto. Questi ciottolami sono tipici dell'inizio del riempimento lacustre del bacino di Firenze e nei punti controllati risultano soprastanti, in discordanza, sulle rocce antiche del paleoinvaso. Pleistocene sup.- inf..

DOCUMENTAZIONE GEOTECNICA PREESISTENTE

INDAGINI GEOTECNICHE

Per definire la stratigrafia dei terreni di sedime dell'opera e per acquisire i parametri fisico- meccanici dei terreni in esame è stata condotta sull'area interessata dall'intervento di progetto una campagna geognostica consistente in n. 3 prove penetrometriche CPT (campagna 1991) ed un sondaggio a carotaggio continuo profondo 10.0m. Al fine di ottenere informazioni circa la presenza di un'eventuale falda, due delle prove penetrometriche eseguite, e precisamente la n. 1, e la n. 3, sono state strumentate con canne micropiezometriche. Anche il sondaggio è stato strumentato con canna piezometrica. L'ubicazione di tali prove è mostrata nell'allegata planimetria.

Fare riferimento alla Relazione geologica

MODELLO GEOTECNICO

UNITÀ LITOTECNICHE

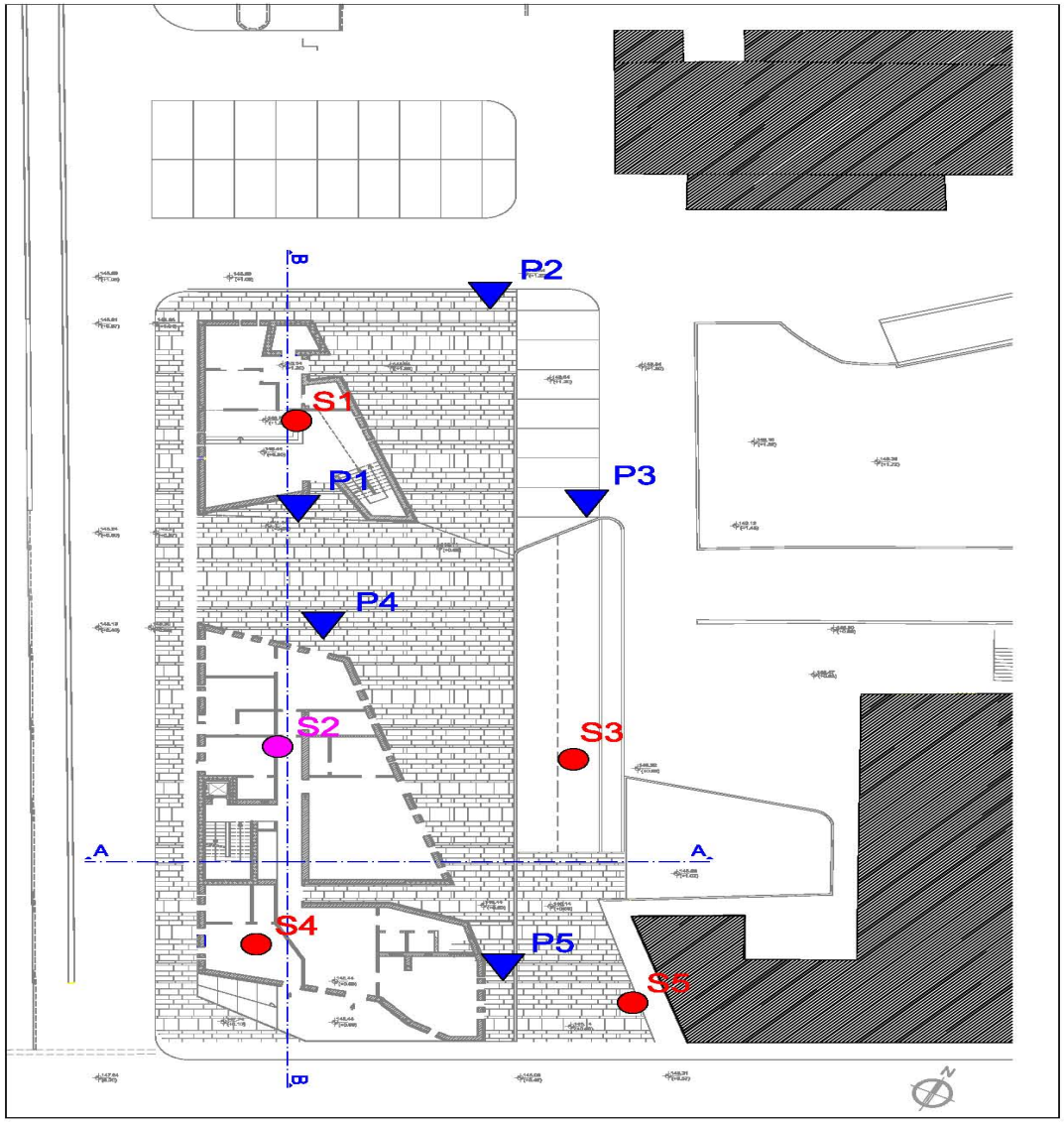
- **UNITA' DELLE TERRE DI COPERTURA**

Unità (A) da 0,0 a 3,45 m. - Terreno vegetale (0.5m); Argilla con limo debolmente sabbiosa

Unità (B) da 3,45 a 10,0 m.- Limi sabbiosi con lenti ghiaiose

***FALDA:* Assente**

Planimetria di ubicazione delle indagini



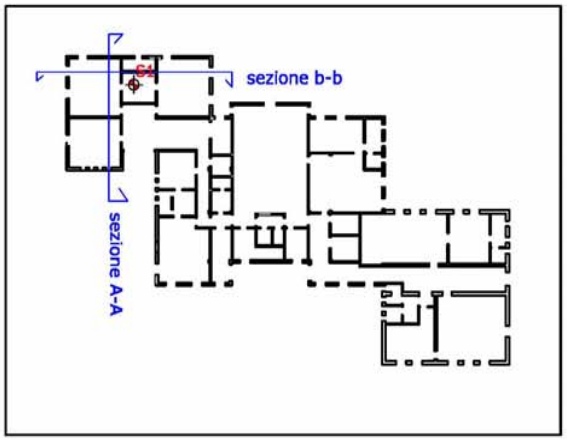
S1 Sondaggio meccanico a carotaggio continuo della profondità di 15,0 ml strumentato con piezometro a tubo aperto.

S2 Sondaggio meccanico a carotaggio continuo dellq profondità di 34,0 ml strumentato per prova down hole.

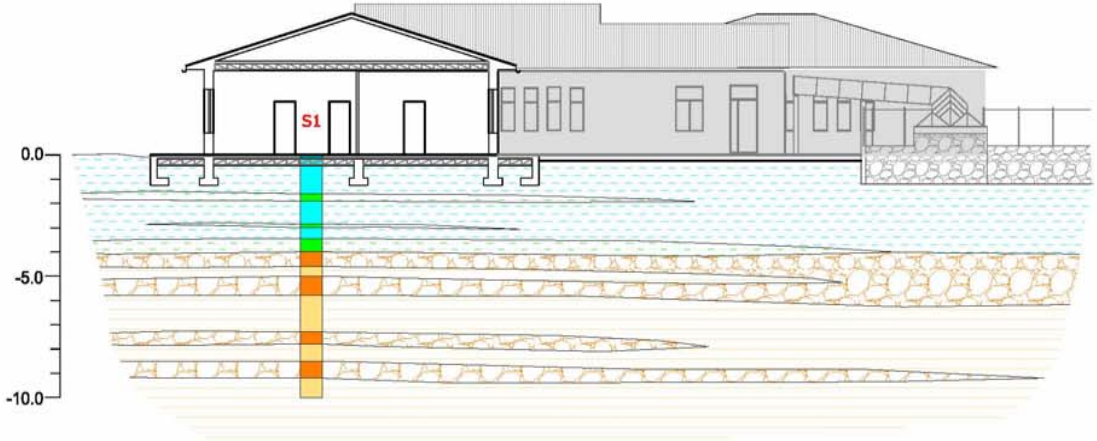
P5 Prova penetrometrica statico-dinamica.

Sezioni geologiche

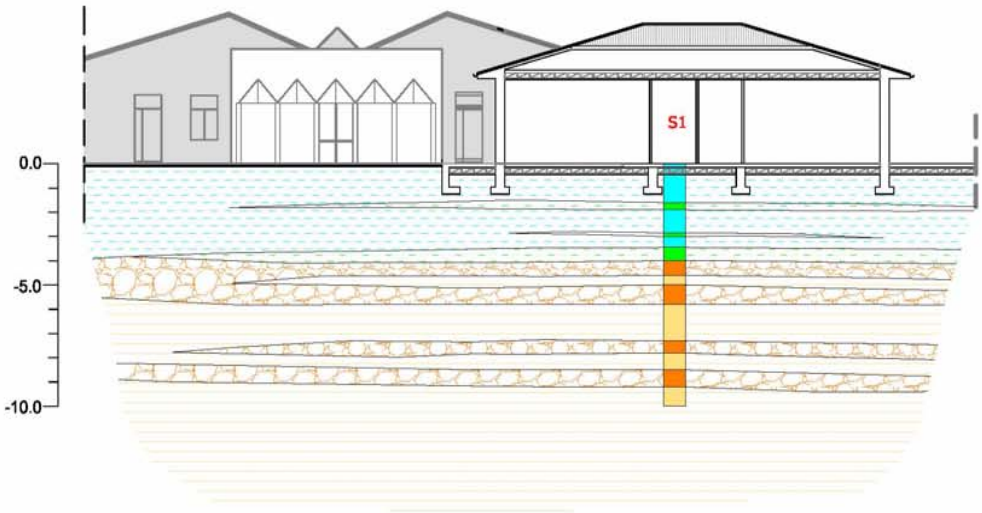
Scala 1:200



SEZIONE A - A



SEZIONE B - B



Limo con argilla e argilloso, debolmente sabbioso, talora debolmente ghiaioso. Colore marrone avana brunastro.

Limo argilloso sabbioso con ghiaia. Colore da marrone bruno giallastro.

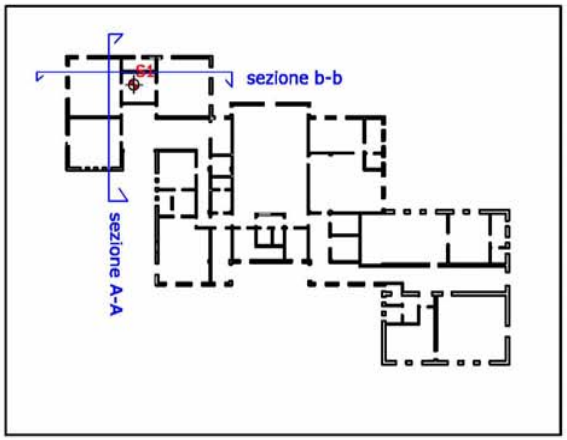
Limo con sabbia e sabbioso, argilloso, color marrone avana; con ghiaia da spigolosa a subarrotondata.

Ghiaia, generlamente fine, da spigolosa a subarrotondata in matrice sabbioso limos acolor marrone.

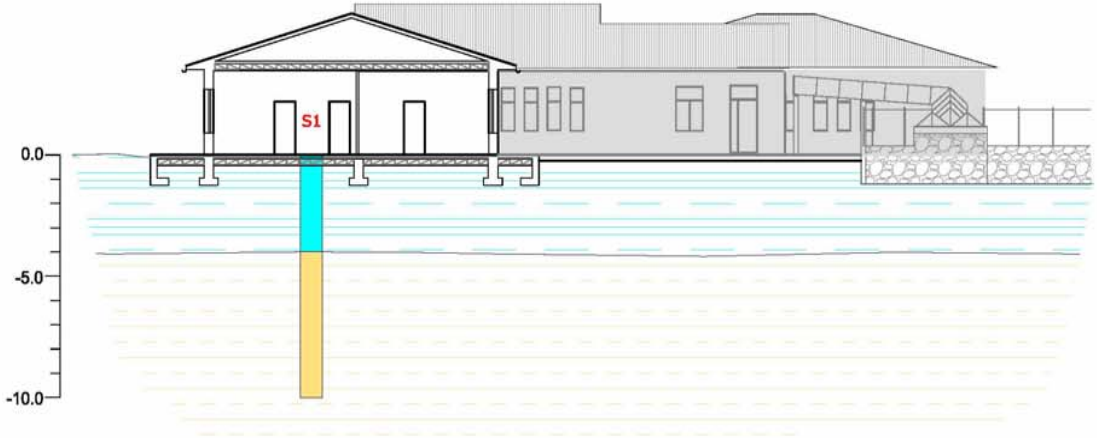
Livello piezometrico (assente in data 09.10.08)

Sezioni geotecniche

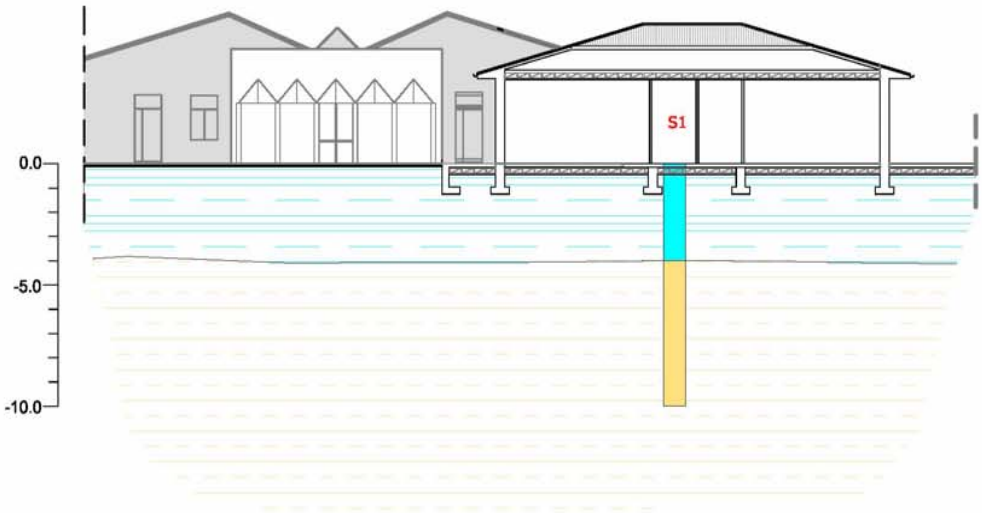
Scala 1:200



SEZIONE A - A



SEZIONE B - B



UNITA' GEOTECNICA A
Argilla con limo debolmente sabbiosa

UNITA' GEOTECNICA B
Limi sabbiosi con intercalazioni ghiaiose

Livello piezometrico (assente in data 09.10.08)

<u>Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC</u> :

-NEI CONFRONTI DI TUTTI GLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU) QUANDO SIANO SODDISFATTE LE VERIFICHE RELATIVE AL SOLO (SLV).

$$\text{SLU} \Rightarrow \text{SLV}$$

-NEI CONFRONTI DI TUTTI GLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) QUANDO SIANO RISPETTATE LE VERIFICHE RELATIVE AL SOLO (SLD);

$$\text{SLE} \Rightarrow \text{SLD}$$

-PARAMETRI DI PROGETTO

Lo schema geotecnico è il seguente:

piano campagna orizzontale alla quota 0.00 del riferimento locale

profondità della falda Zw = assente

terreno di fondazione: Unità A

volume significativo: Unità A + B

<u>valori medi</u> (Vm) mutuati dalla Relazione geologica (contiene anche i dati disaggregati)

Valori medi (Vm)

Unità A – Terreno vegetale – (Spessore 0.50 m). Si trascura.

Argilla con limo debolmente sabbiosa (Spessore 3.40m):

peso dell'unità di volume	γ = 1,96 t/mc
resistenza al taglio non drenata	Cu = 0,76 kg/cmq
resistenza al taglio drenata	c' = 0,42 kg/cmq; ϕ' = 20°
modulo edometrico	Eed = 50 kg/cmq

Unità B - limi sabbiosi con passate ghiaiose (Spessore 6.55m)

peso dell'unità di volume	γ = 2,0t/mc
densità relativa	Dr = 80%
resistenza al taglio drenata	ϕ' = 44°
resistenza al taglio a volume costante	ϕcv = 36°
modulo edometrico	Eed = 400 kg/cmq

potenziale di liquefazione : inesistente

MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO (C10.1)

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla "**pericolosità di base** " del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

La pericolosità sismica è intesa come accelerazione massima orizzontale **ag** in condizioni di campo libero su suolo rigido (Vs30>800 m/s), con superficie topografica orizzontale (di categoria di sottosuolo **A**; NTC, ξ 3.2.2), ma è definita anche in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se (T)**, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento **PVR**, come definite nelle NTC nel periodo di riferimento **VR**. In alternativa è consentito l'uso di accelerogrammi, purchè congruenti con la **pericolosità sismica del sito.**

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio **"sito dipendente"** e non più tramite un criterio **"zona dipendente"**.

Latitude: 43.71673667497591 Longitude: 11.326507329940796

REQUISITI DEL SITO DI COSTRUZIONE E DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Verifiche da effettuare :

- Stabilità dei pendii – pendio < <15°
- **Liquefazione** ← verifica
- **Addensamento eccessivo in caso di sisma** ← verifica
- Distanza da faglie : assenti

La stima dei parametri spettrali necessari per la definizione dell'azione sismica di progetto viene effettuata calcolandoli direttamente per il sito in esame, utilizzando come riferimento le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (v. tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008).
Le forme spettrali vengono definite, per ciascuna delle probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento **PVR,** partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

ag accelerazione orizzontale massima al sito;
Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

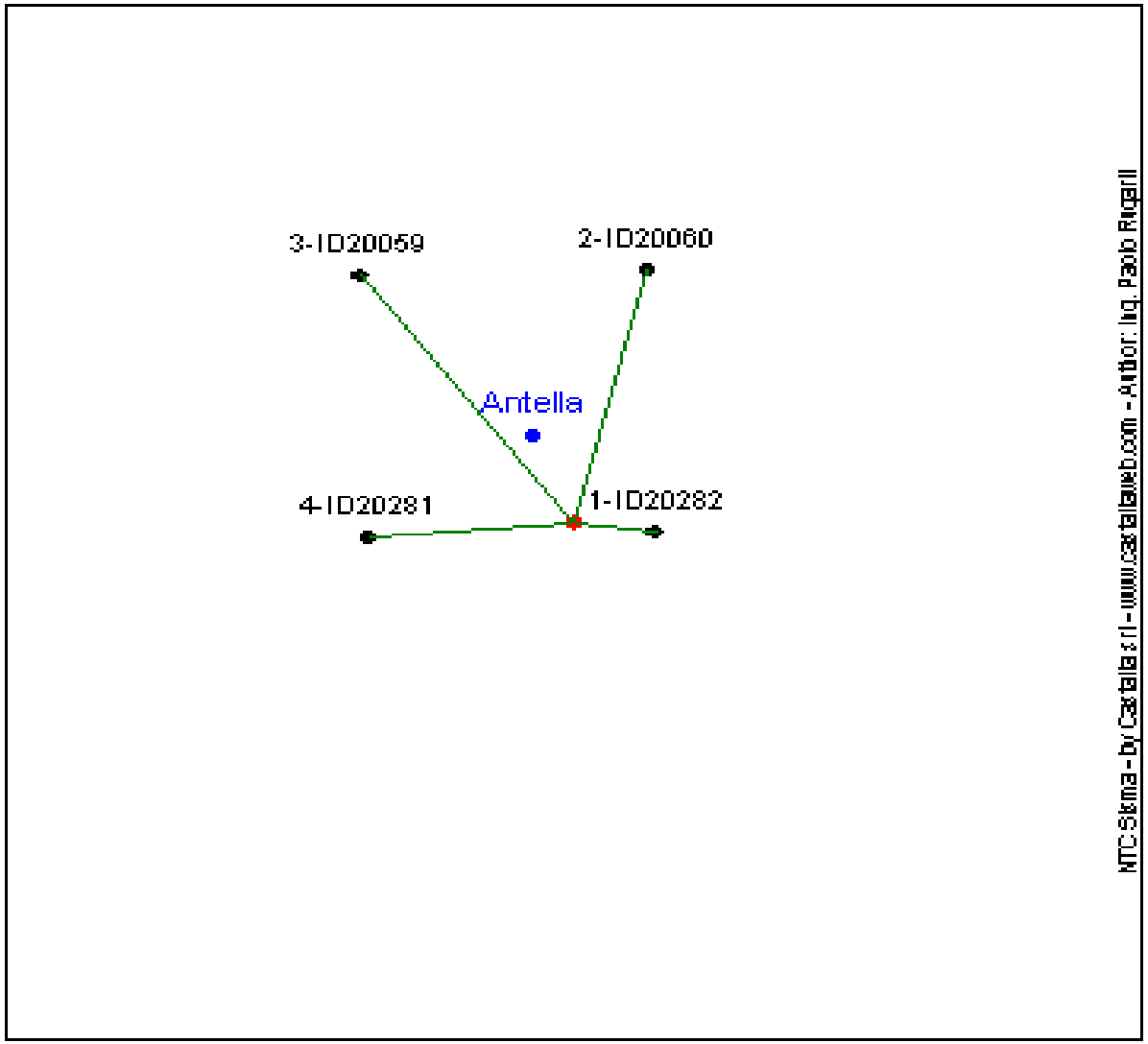
Esempio di calcolo alle Tens. Amm. e con le NTC 2008 per fondazione superficiale

Dati generali

Descrizione:		
Latitudine:	43,72	
Longitudine:	11,33	
Tipo opera:	2	
Classe d'uso:	Classe IV	
Vita nominale:	50,0	[anni]
Vita di riferimento:	100,0	[anni]

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1



CHECK DI CONTROLLO

TIPO DI COSTRUZIONE		2
VITA NOMINALE	V_N	≥50 anni
CLASSE D'USO		IV
COEFFICIENTE D'USO	C_U	2,0
VITA DI RIFERIMENTO $V_R = V_N \cdot C_U$	V_R	100 anni

ANALISI DEL TERRENO

La velocità media delle onde di taglio nei primi trenta metri è risultata pari a **611 m/sec**.
Il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di sottosuolo **B** secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008, coincidendo le potenze delle successioni litologiche ai dettami della citata tabella.

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: stabilità dei pendii - fondazioni

Sito in esame.

latitudine:	43,716737
longitudine:	11,326507
Classe:	IV
Vita nominale:	50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 20059	Lat: 43,7640Lon: 11,2749	Distanza: 6690,000
Sito 2	ID: 20060	Lat: 43,7652Lon: 11,3441	Distanza: 5576,011
Sito 3	ID: 20281	Lat: 43,7140Lon: 11,2767	Distanza: 4013,177
Sito 4	ID: 20282	Lat: 43,7153Lon: 11,3459	Distanza: 1564,142

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1
Periodo di riferimento:	100anni
Coefficiente cu:	2

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		60	[anni]
ag:		0,059 g	
Fo:		2,606	
Tc*:		0,272	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	**63**	**%**
Tr:	**101**	**[anni]**
ag:	**0,071 g**	
Fo:	**2,604**	
Tc*:	**0,283**	**[s]**

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	**10**	**%**
Tr:	**949**	**[anni]**
ag:	**0,165 g**	
Fo:	**2,389**	
Tc*:	**0,309**	**[s]**

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%	
Tr:		1950	[anni]
ag:		0,205 g	
Fo:		2,408	
Tc*:		0,314	

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,200
Cc:	1,430
St:	1,000
Kh:	0,014
Kv:	0,007
Amax:	0,699
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	**1,200**
Cc:	**1,420**
St:	**1,000**
Kh:	**0,017**
Kv:	**0,009**
Amax:	**0,838**
Beta:	**0,200**

SLV:

Ss:	**1,200**
Cc:	**1,390**
St:	**1,000**
Kh:	**0,048←**
Kv:	**0,024**
Amax:	**1,944←**
Beta:	**0,240**

SLC:

Ss:	1,200
Cc:	1,390
St:	1,000
Kh:	0,069
Kv:	0,034
Amax:	2,414
Beta:	0,280

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

LIQUEFAZIONE

Il valore del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione, alla generica profondità **z**, è espresso dal rapporto seguente:

$$FS = (CRR_{7.5} / CSR)\ MSF\ k_{\sigma}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = tensione di taglio normalizzata che induce il fenomeno di liquefazione, nel caso di terremoti di magnitudo M=7.5

(**C***yclic* **R***esistance* **R***atio*)

CSR = sforzo di taglio ciclico equivalente normalizzato, generato dal terremoto di progetto

(**C***yclic* **S***tress* **R***atio, induced by earthquake*)

MSF = coefficiente correttivo per terremoti di magnitudo diversa da 7.5

$FS = (CRR_{7.5}/CSR)\ MSF$

$MSF = 10^{2.24} / M^{2.56}$ per M>7.5 **Idriss [1990]**

$MSF = (M/7.5)^{-2.56}$ per M<7.5 **Andrus and Stokoe [1997]**

k_{σ} = coefficiente correttivo funzione della pressione di confinamento

= $(\sigma'_{vo}/P_a)^{(f-1)}$ **Hynes and Olsen [1999]**

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace

Pa = pressione di riferimento = 100 kPa

f = 0.6-0.7 Dr = 60-80 %

f = 0.7-0.8 Dr = 40-60 %

D_R = densità relativa

Relazione fra sforzo ciclico equivalente, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione e NSPT Corretto

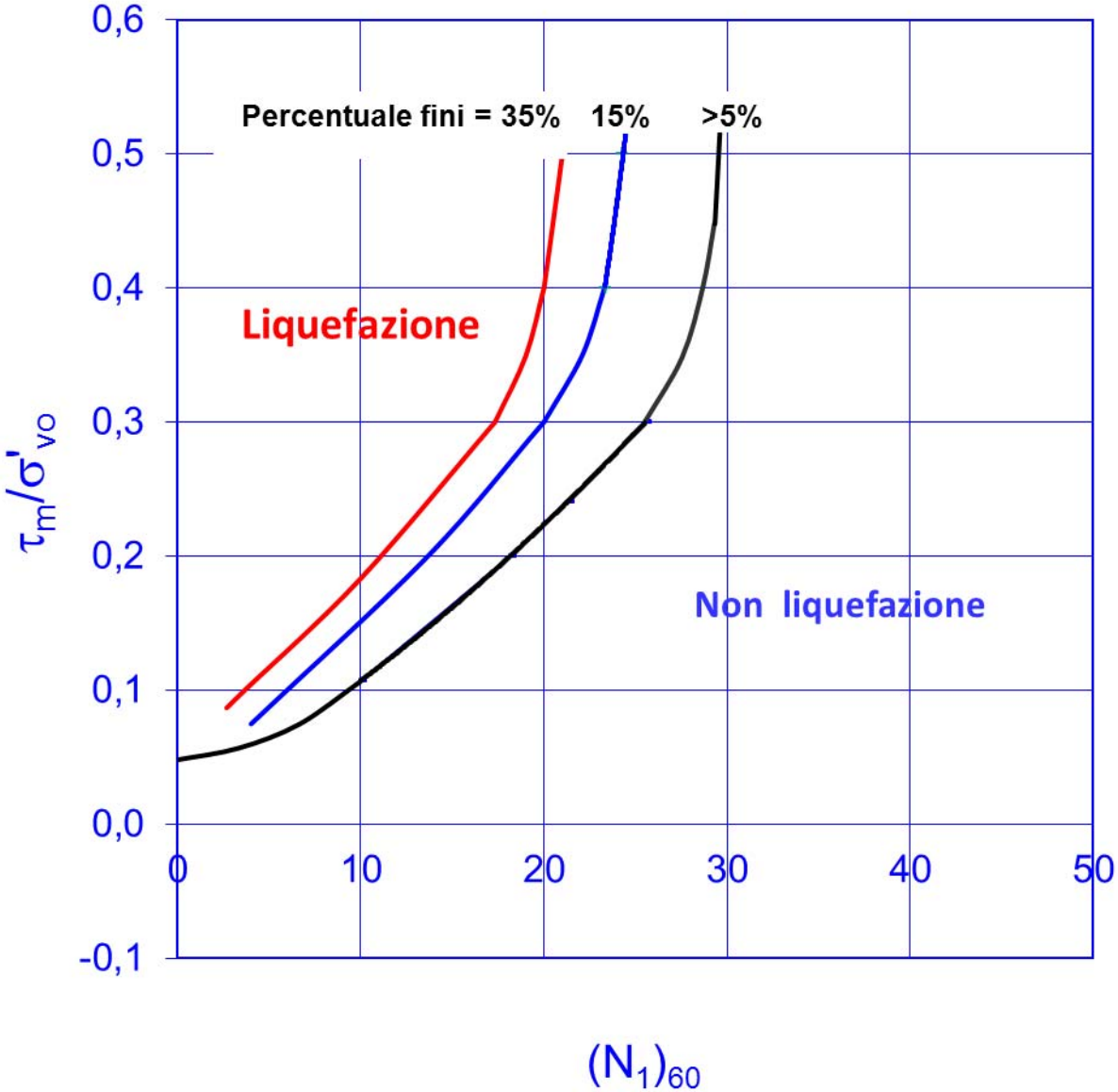


Fig. a

VALUTAZIONE DI CRR7.5

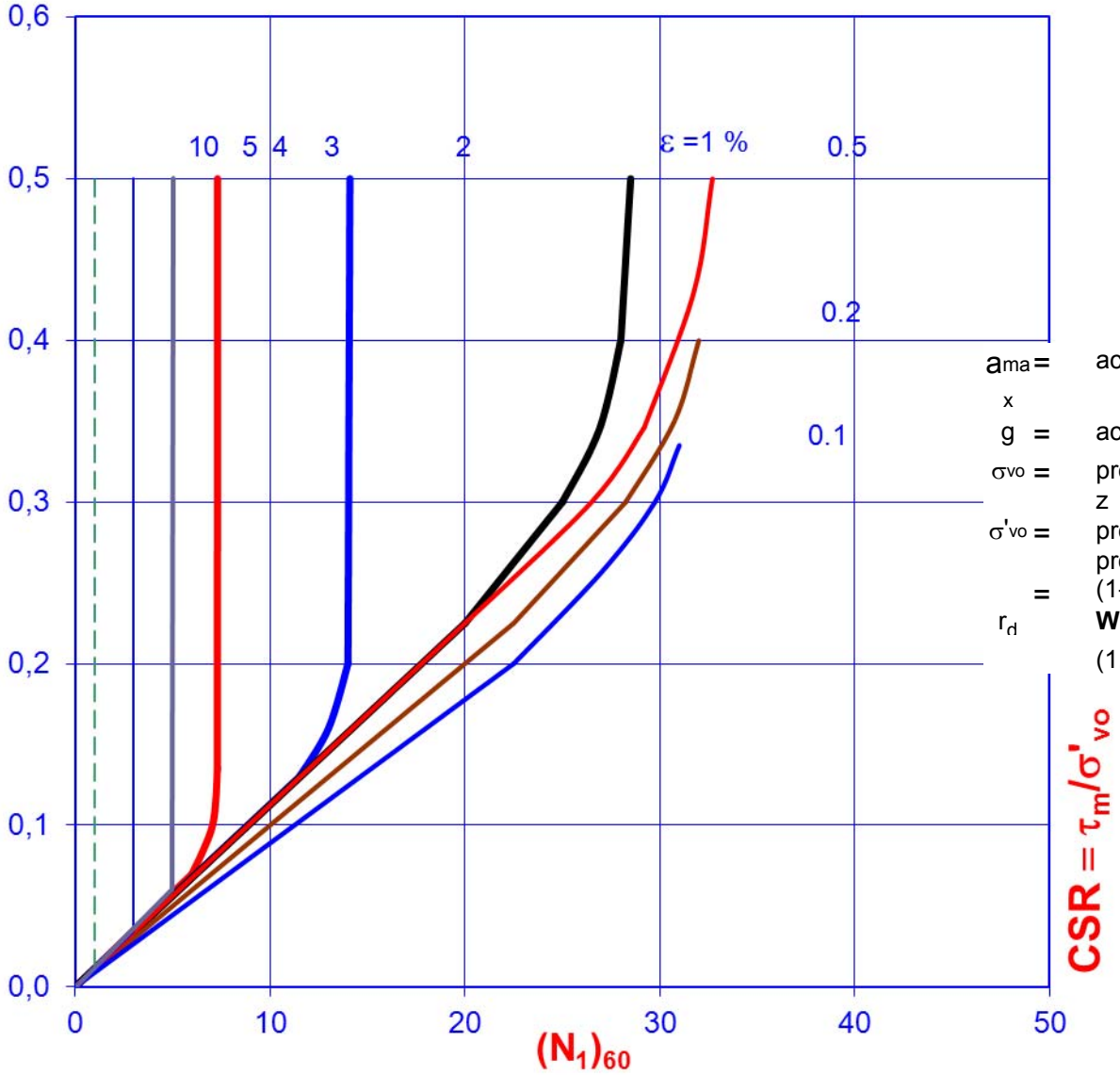
Le correlazioni in fig. a si riferiscono a :
.Terremoti di magnitudo M=7.5
.Sabbie pulite e sabbie con fine compreso fra il 5% ed il 35%
.profondità <15 m da p.c. e falda a p.c.

In ascisse i valori di Nspt correti tenendo conto delle σ eff. e del livello di energia trasmesso al campionatore; in ordinata il rapporto che esprime le sollecitazioni di taglio equivalente generate dal sisma.
Le curve limite separano il dominio di non liquefazione (in basso a dx) da quello di liquefazione (in alto a sx)

DEFORMAZIONE VOLUMETRICA %

Fig. b

VALUTAZIONE DI CSR



Lo sforzo di taglio ciclico equivalente, normalizzato alla pressione verticale efficace esistente in sito, generato dal terremoto di progetto alla generica profondità z è stimato mediante l'espressione seguente:

$$\tau_m / \sigma'_{vo} = 0.65\ (a_{max}/g)\ (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo})\ r_d$$

a_{max} = accelerazione massima a livello piano campagna

g = accelerazione di gravità

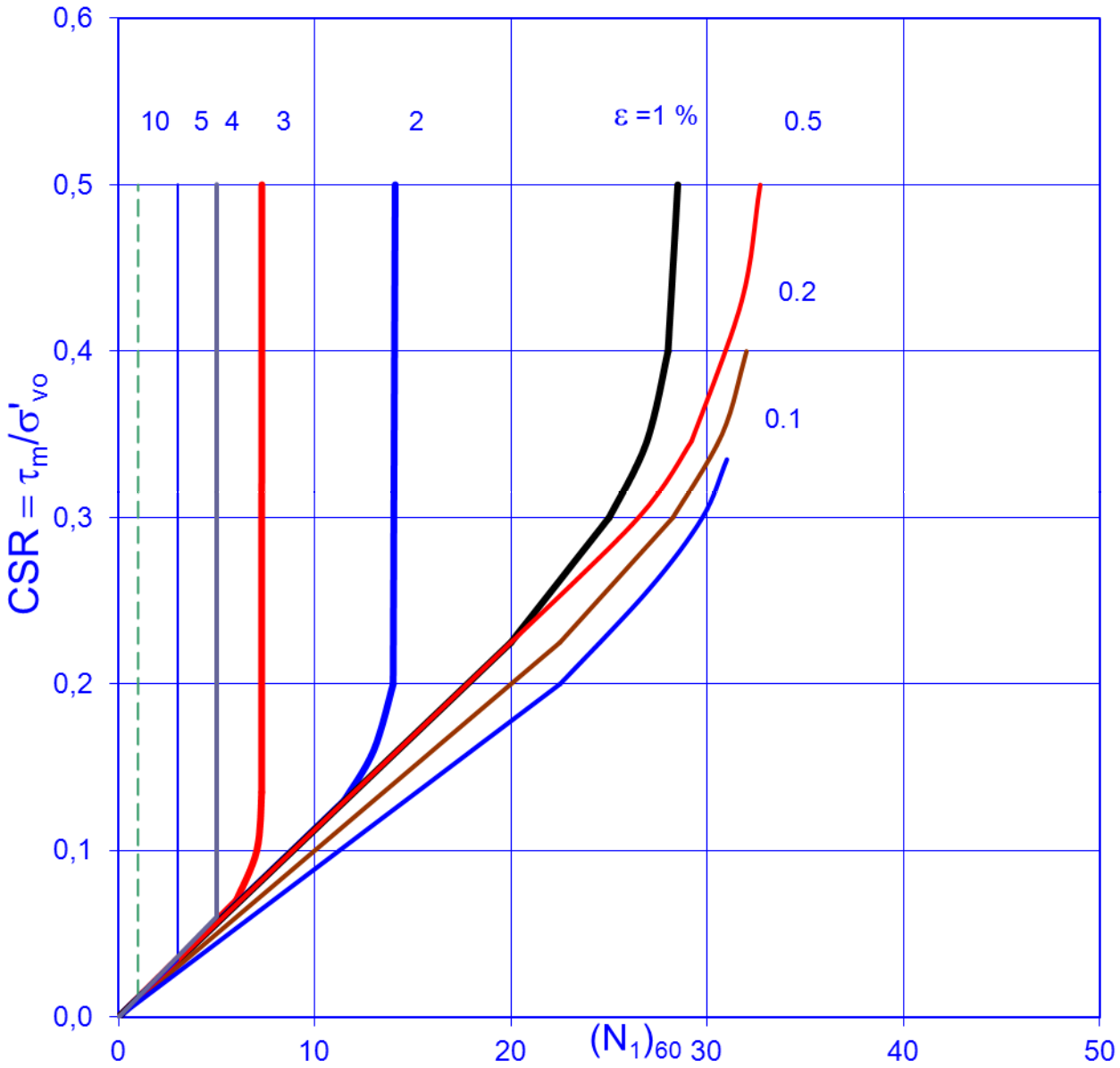
σ_{vo} = pressione geostatica verticale totale alla generica profondità z

σ'_{vo} = pressione geostatica verticale efficace alla generica profondità z

r_d = (1-0.00765 z) per $z \leq 9.15$ m **Liao and Whitman [1986b]**

(1.174 - 0.0267 z) per $9.15 < z \leq 23$ m

Relazione fra sforzo ciclico equivalente, normalizzato alla pressione geostatica verticale efficace, capace di indurre liquefazione, (N1)SPT e εv , deformazione volumetrica = H_i per sabbie pulite e per terremoti di magnitudo M=7.5


0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0,0
CSR = τm/σ'vo
0
10
20
30
40
50
(N1)60
10 5 4 3
2
ε =1 %
0.5
0.2
0.1

FATTORI CORRETTIVI DI $(N_1)_{SPT}$

$(N_1)_{60} = N_{SPT}\, C_N C_F C_R C_R$

C_N = $(P_a/\sigma'_{vo})0.5 \leq 1.7$ **Liao and Whitman [1986a]**

$2.2 / (1.2 + \sigma'_{vo}/P_a) \leq 1.7$ **Kayen et al. [1992]**

P_a = reference pressure $\cong$ 100 kPa

C_E = coefficiente correttivo legato all'efficienza del dispositivo SPT, variabile tra 0.6-1.0

C_R = coefficiente correttivo funzione del diametro (d) del foro di sondaggio:

d < 115 mm C_F = 1.0 **Robertson and Wride [1998]**

d = 150 mm C_F = 1.05

d < 200 mm C_F = 1.15

C_R = coefficiente correttivo funzione della lunghezza (L) delle aste:

L < 3 m C_R = 0.75 **Robertson and Wride [1998]**

L = 3-4 m C_R = 0.80

L = 4-6 m C_R = 0.85

L = 6-10 m C_R = 0.95

L = 10-30 m C_R = 1.00

RISULTATI

profondità (m)	σ (kPa)	σ' (kPa)	N_{SPT} (colpi/piede)	$(N1)_{60}$ (colpi/piede)	rd	**CSR**
3,0	57,0	57,0	38	34	0,98	0,105
3,5	66,5	66,5	38	32	0,97	0,104
4,0	76,0	76,0	60	48	0,97	0,104
4,5	85,5	85,5	60	45	0,97	0,104
5,0	95,0	95,0	60	43	0,96	0,103
5,5	104,5	104,5	60	41	0,96	0,103
6,0	114,0	114,0	60	39	0,95	0,102
6,5	123,5	123,5	60	38	0,95	0,102
7,0	133,5	133,5	60	36	0,95	0,102
7,5	143,5	143,5	60	35	0,94	0,101

profondità (m)	passante 200 (%)	$CRR_{7.5}$	MSF	DR1	k_σ	FS_1
3,0	5,0	0,593	2,21	10	1,12	>5
3,5	5,0	0,593	2,21	10	1,09	>5
4,0	5,0	0,593	2,21	10	1,06	>5
4,5	5,0	0,593	2,21	10	1,03	>5
5,0	5,0	0,593	2,21	15	1,01	>5
5,5	5,0	0,593	2,21	15	0,99	>5
6,0	5,0	0,593	2,21	15	0,97	>5
6,5	5,0	0,593	2,21	15	0,96	>5
7,0	5,0	0,593	2,21	15	0,94	>5
7,5	5,0	0,593	2,21	15	0,93	>5

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI INDOTTI DAL TERREMOTO

Una quantificazione dei cedimenti indotti dal terremoto nelle condizioni "free field" può essere condotta in accordo al metodo semplificato proposto da **Tokimatsu e Seed [1987]**.

Per sabbie pulite e per terremoti di magnitudo M = 7.5, ad ogni profondità di interesse il valore della Δ_{Hi} /deformazione volumetrica ε_{vi} **=** H_i può essere ricavato, in via del tutto preliminare, in base al diagramma di Fig.b.

Il cedimento del deposito per effetto del terremoto è dato quindi dalla espressione seguente:

$$w = \Sigma\, (\Delta H_i / H_i)\, H_i$$

profondità (m)	$(N1)_{60}$ (colpi/piede)	CSR*MF	FS (Dr1)	cedimento (mm)
3,0	34	0,047	>5	–
3,5	32	0,047	>5	5,0
4,0	48	0,047	>5	5,0
4,5	45	0,047	>5	5,0
5,0	43	0,047	>5	10,0
5,5	41	0,046	>5	10,0
6,0	39	0,046	>5	10,0
6,5	38	0,046	>5	10,0
7,0	36	0,046	>5	5,0
7,5	35	0,046	>5	10,0

Il fattore di sicurezza è risultato >> 1.25.

L'entità del cedimento derivante dall'azione sismica, relativo al volume significativo, è pari a 3,5 cm. E' opportuno tenere presente che detto valore è sovrastimato, poiché fa riferimento ad un terremoto di magnitudo 7,5 ed a sabbie pulite.

CRITERI DI PROGETTO

→ Valori caratteristici (Vk)

Applicando quanto contenuto nelle Istruzioni del CSLP e su input dello strutturista si sono assunti quali valori caratteristici delle terre i valori prossimi ai medi a meno di una deviazione standard **Vk = Vm - Δ**.

→Valori di progetto (Vd)

I valori di progetto di **c', cu e ϕ' da adottare nel calcolo si ottengono per la Combinazione contenente M2** (quindi DA1.C2 – A2+M2+R2)**,** dividendo i **valori caratteristici** per un coefficiente riduttivo parziale secondo quanto indicato nell'Eurocodice 7 e nel D.M. 14.01.2008 – NTC.

I valori di progetto (Vd) si ottengono come segue:

***tg* ϕ' d = *tg* ϕ 'k / 1,25**

***c'*d = c'k / 1.25**

***cud* = cuk/1,4**

qu d = quK/1,6 (resistenza a compressione uniassiale)

Nelle verifiche nei confronti degli **Stati Limite ultimi SLU strutturali** (**STR**) e **geotecnici** (**GEO**) **si possono adottare**, **<u>in alternativa</u>**, due diversi approcci progettuali:

DA1.1 - Approccio 1:

- *Combinazione 1: (A1+M1+R1)*
- *Combinazione 2: (A2+M2+R2)*

DA1.2 - Approccio 2:

- *Combinazione 1:(A1+M1+R3)*

STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso:

Gli **stati limite di esercizio** (**SLE**) sono:

-**Stato Limite di Operatività** (**SLO**)

-**Stato Limite di Danno** (**SLD**)

Gli **stati limite ultimi** (**SLU**) sono:

-**Stato Limite di salvaguardia della Vita** (**SLV**)

-**Stato Limite di prevenzione del Collasso** (**SLC**)

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%

↑

Ordinati per azione sismica crescente

VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)
Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ≤ valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno)
La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse **combinazioni di gruppi di coefficienti parziali**, rispettivamente definiti

-per le **azioni (A1 e A2)**
-per i **parametri geotecnici (M1 e M2)**
-per le **resistenze (R1, R2 e R3).**

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:
SLU di tipo geotecnico (GEO):
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

La **verifica di stabilità globale** deve essere effettuata secondo l'***Approccio 1***:

- **Combinazione 2: (A2+M2+R2)**

tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni A, i parametri geotecnici M, per le resistenze globali R.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei **coefficienti parziali** **seguendo almeno uno dei due approcci**:

Approccio 1:

- ***Combinazione 1: (A1+M1+R1)***
- ***Combinazione 2: (A2+M2+R2)***

Approccio 2:

- ***Combinazione :(A1+M1+R3)***.

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

-Trave rovescia con esempio di verifica allo scorrimento in condizioni statiche

-Esempio di platea

1)Trave rovescia

Resistenza di progetto - Verifica (SLU) - (GEO)

Formula di Brinch-Hansen (EC 7 – EC 8)

Il carico limite di progetto in ***condizioni non drenate*** si calcola come:

R/A' = (2 + π) cu sc ic +q

Dove:

A' = B' area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

cu Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

sc Fattore di forma

sc = 1 + 0,2 (B'/L') per fondazioni rettangolari

sc = 1,2 per fondazioni quadrate o circolari.

ic Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0{,}5\left(1+\sqrt{1-H/A'c_u}\right)$$

Per le **condizioni drenate** il carico limite di progetto è calcolato come segue:
R/A' = c' Nc sc ic + q' Nq sq iq + 0,5 g' B' Ng sg ig
Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$
$$N_c = (N_q - 1)\cot \phi'$$
$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi'$$

Seguono i vari fattori di forma e quelli di inclinazione della risultante dovuta al carico.

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

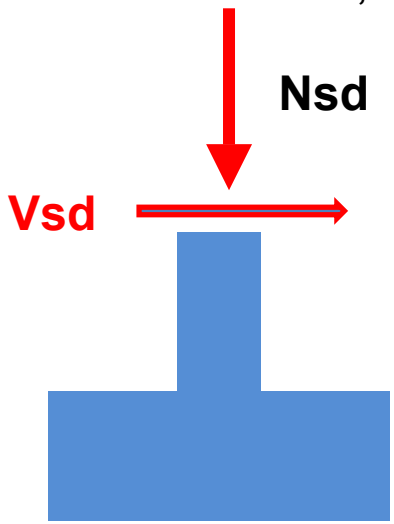
VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della fondazione deve essere verificata rispetto al **collasso per slittamento ,** oltre a quello per **rottura generale**.
Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dal professionista.
La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$\mathbf{FRd = Nsd.tan\delta + ca.A'}$$

$$FRd = Nsd \tan\delta + ca\,A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza al taglio alla base del plinto, ca è l'adesione fondazione-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

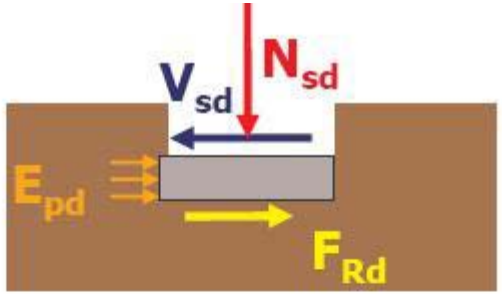


Nsd = valore di progetto della forza verticale

Vsd = valore di progetto della forza orizzontale

FATTORI CORRETTIVI SISMICI :

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell'Rd vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci & Pecker o, in alternativa, quelli di Richards et al. o di Maugeri e Novità.



Collasso per slittamento

La **resistenza laterale di calcolo E_{pd} derivante dalla spinta del terreno sulla faccia laterale del plinto, può essere tenuta in conto a condizione che** vengano presi adeguati provvedimenti in sito, quali la compattazione del terreno di riporto ai lati del plinto, l'infissione di un muro verticale di fondazione nel terreno, o il getto del calcestruzzo armato del plinto direttamente a contatto con una parete di scavo netta e verticale.

Per la verifica di sicurezza contro il collasso per slittamento su una base orizzontale, deve essere soddisfatta la disuguaglianza seguente:

$$V_{sd} < F_{Rd} + E_{pd}$$

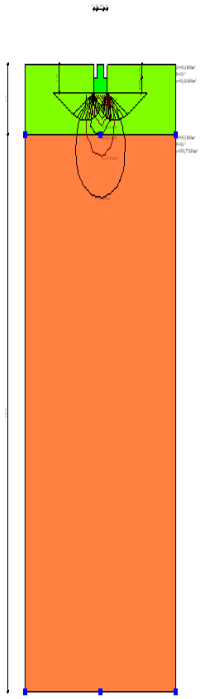
nella quale V_{sd} è il valore di calcolo della forza orizzontale.

(Ripreso da Ghersi, 2009)

Confronto per fondazione superficiale tra T.A. e NTC 2008

STRATIGRAFIA TERRENO
Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)
DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata
Carichi di progetto agenti sulla fondazione

DH (m)	Gam (kN/m³)	Gams (kN/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m²)	c Corr. (kN/m²)	cu (kN/m²)	Ey (kN/m²)	Ed (kN/m²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
2,5	19,0	21,0	23,0	23	10,0	10,0	0,0	4100,0	3900,0	0,35	0,003	0,0
20,0	19,12	20,1	30,0	30	253,77	253,77	0,0	148131,0	4903,32	0,2	0,003	0,0



DATI GENERALI
==========

Larghezza fondazione	0,8	m
Lunghezza fondazione	5,0	m
Profondità piano di posa	1,0	m

Tensioni Ammissibili

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	Carico limite	120,00	500,00	0,00	0,00	35,00	0,00	Progetto

CARICO LIMITE FONDAZIONE
Carico limite

Pressione limite	**417,85**	**kN/m²**
Fattore sicurezza	**3,34**	

T.A. In presenza di azione sismica

Zona 2 C = 0.07

Esempio sintetico per verifica allo scorrimento

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	3	3

Pressione limite **344,85** **kN/m²**
Fattore sicurezza **2,76**

NTC 2008 – Condizioni statiche

DA1.C1
DA1.C2

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	156,00	650,00	0,00	0,00	42,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	120,00	500,00	0,00	0,00	35,00	0,00	Progetto

Nr	Correzione Sis.mica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.C apacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

A1+M1+R1
Pressione limite **420,95** **kN/m²**
Fattore sicurezza **2,59**

A2+M2+R2
Pressione limite 256,85 kN/m²
Fattore sicurezza **2,05**

==========

SISMA

==========

Accelerazione massima (ag/g)	0,198
Coefficiente sismico orizzontale	0,0476
Coefficiente sismico verticale	0,0238

==========

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Descrizione:		
Latitudine:	43,72	
Longitudine:	11,33	
Tipo opera:	2	
Classe d'uso:	Classe IV	
Vita nominale:	50,0	[anni]
Vita di riferimento:	100,0	[anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60,0	0,58	2,61	0,27
S.L.D.	101,0	0,7	2,6	0,28
S.L.V.	949,0	1,62	2,39	0,31
S.L.C.	1950,0	2,01	2,41	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,696	0,2	0,0142	0,0071
S.L.D.	0,84	0,2	0,0171	0,0086
S.L.V.	1,944	0,24	0,0476	0,0238
S.L.C.	2,412	0,28	0,0689	0,0344

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	109,00	**524,00**	0,00	0,00	35,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	107,00	**512,00**	0,00	0,00	35,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1

A1+M1+R1

Pressione limite	392,10	kN/m²	Paolucci & Pecker
Fattore sicurezza	**3,25**		
Pressione limite	347,72	kN/m²	Richards et al.
Fattore sicurezza	**2,78**		

A2+M2+R2

Pressione limite	248,12	kN/m²	Paolucci & Pecker
Fattore sicurezza	**1,98**		
Pressione limite	215,59	kN/m²	Richards et al.
Fattore sicurezza	**1,72**		

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2) *

==========

Adesione terreno fondazione	8	kN/m²
Angolo di attrito terreno fondazione	18°	
Frazione spinta passiva	0	%
Resistenza di progetto FRd	**204,92**	**kN**
Sollecitazione di progetto Vsd	35	kN
verificata		

==========

<u>* Resistenza allo scorrimento</u>

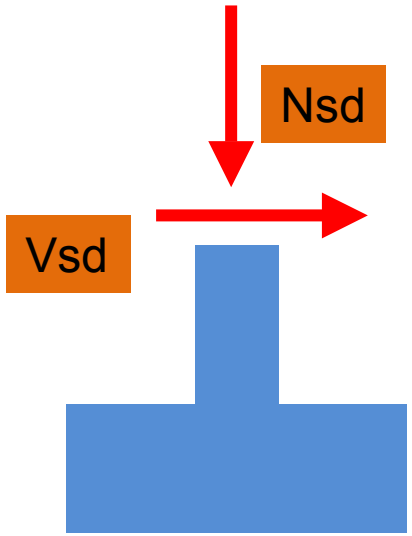
FRd = Nsd * tan δ + ca * A'

Nds = 524kN; tan δ = tan 18° (δ = angolo di attrito * 0.8);

ca = 8 kN/mc (da 0.8* 10 kPa , coesione ridotta)

A' = 4 mq

FRd = 524*0,33 + 8*4 = 204,92 kN



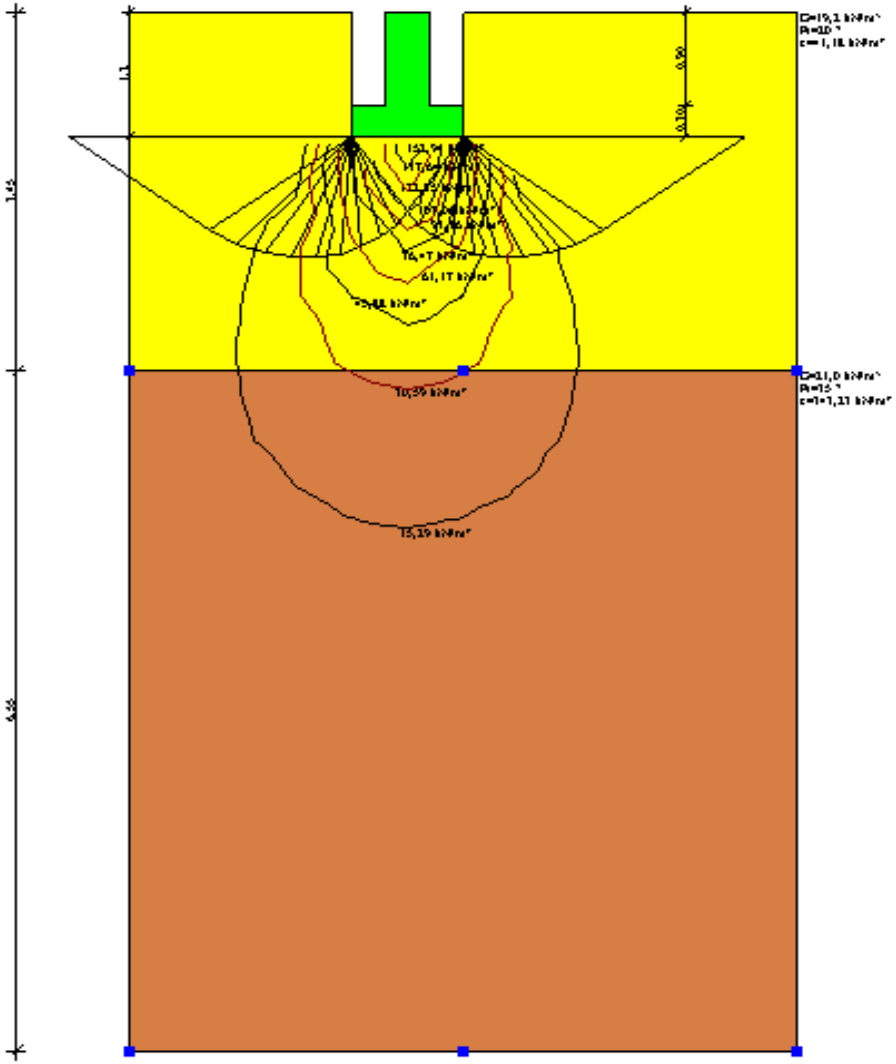
Vsd < FRd

Norma	Condizioni statiche	Condizioni dinamiche	Scorrimento
D.M. 11.03.'88 Tensioni amm.	417,85 kN/m² Fs = 3,34	344,85 kN/m² Fs = 2,76 (N.V., Fs = 2)	-------
NTC – DA1.C1 (A1+M1+R1)	409,1kN/m² Fs = 2,52	392,1 kN/m² * Fs = 3,25 347,72 kN/m² ** Fs = 2,78	-------
NTC – DA1.C2 (A2+M2+R2)	256,85kN/m² Fs = 2,05	248,12 kN/m² * Fs = 1,98 215,59 kN/m² ** Fs = 1,72	Fs = 5,8

*Paolucci & Pecker

** Richards et al.

N.V.= non verificato



2)Platea di fondazione

Gli strutturisti hanno fornito gli schemi strutturali e le Azioni permanenti e variabili. La tipologia di fondazione prevista è del tipo a platea. La classe d'uso è stabilita dalle norme d'appalto (Committente).
Le caratteristiche geometriche di questa sono riportate appresso.

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	21,0	m
Lunghezza fondazione	36,0	m
Profondità piano di posa	1,0	m
Profondità falda	1,5	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,202
Coefficiente sismico orizzontale	0,0485
Coefficiente sismico verticale	0,0242

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Descrizione:			
Latitudine:	43,81		
Longitudine:	11,05		
Tipo opera:	2 - Opere ordinarie		
Classe d'uso:	Classe IV		
Vita nominale:	50,0	[anni]	
Vita di riferimento:		100,0	[anni]

Parametri sismici su sito di riferimento
Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60,0	0,59	2,59	0,27
S.L.D.	101,0	0,72	2,59	0,28
S.L.V.	949,0	1,65	2,38	0,31
S.L.C.	1950,0	2,05	2,4	0,31

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,708	0,2	0,0144	0,0072
S.L.D.	0,864	0,2	0,0176	0,0088
S.L.V.	1,98	0,24	0,0485	0,0242
S.L.C.	2,4586	0,28	0,0702	0,0351

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)
DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (kN/m³)	Gams (kN/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m²)	c Corr. (kN/m²)	cu (kN/m²)	Ey (kN/m²)	Ed (kN/m²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,4	18,85	20,0	24,0	24	2,0	2,0	60,0	0,0	4000,0	0,0	0,0	0,0
5,2	19,0	21,0	31,0	31	1,0	1,0	80,0	0,0	5000,0	0,0	0,0	0,0
3,4	19,5	21,0	32,0	32	4,0	4,0	0,0	0,0	15000,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	80,15	64601,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	66,30	53437,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	SLV sisma	61,50	49539,30	0,00	0,00	14500,00	0,00	Progetto
4	SLE	60,00	48360,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	SLD	60,50	48786,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	0	0	0	0	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

RISULTATI

Breve termine

A breve termine adottando l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) si ottiene, non considerando l'apporto del terreno laterale
Rdcu = 122.4 kN/m²

Lungo termine

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma
Autore: HANSEN (1970)

Pressione limite **154,79** **kN/m²**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler **6191,63** **kN/m³**

Si utilizza l'Approccio 1 Combinazioni 1 e 2

A1+M1+R 1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,6	
Fattore [Nc]	19,32	
Fattore [Ng]	5,75	
Fattore forma [Sc]	1,29	
Fattore profondità [Dc]	1,02	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,26	
Fattore profondità [Dq]	1,01	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	0,77	
Fattore profondità [Dg]	1,0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0	
Pressione limite	778,08	kN/m²
Fattore sicurezza	**9,11**	

A2+M2+R 2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,15	
Fattore [Nc]	14,47	
Fattore [Ng]	2,75	
Fattore forma [Sc]	1,25	
Fattore profondità [Dc]	1,02	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,21	
Fattore profondità [Dq]	1,01	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	0,77	
Fattore profondità [Dg]	1,0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0	
Pressione limite	409,27	kN/m²
Fattore sicurezza	**5,79**	

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	6,15	
Fattore [Nc]	14,47	
Fattore [Ng]	2,75	
Fattore forma [Sc]	1,0	
Fattore profondità [Dc]	1,02	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0,37	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,0	
Fattore profondità [Dq]	1,01	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0,47	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	1,0	
Fattore profondità [Dg]	1,0	
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0,32	
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0	
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,95	
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,95	
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98	
Pressione limite	154,79	kN/m²
Fattore sicurezza	**2,42**	

VERIFICA A SCORRIMENTO (Sisma)

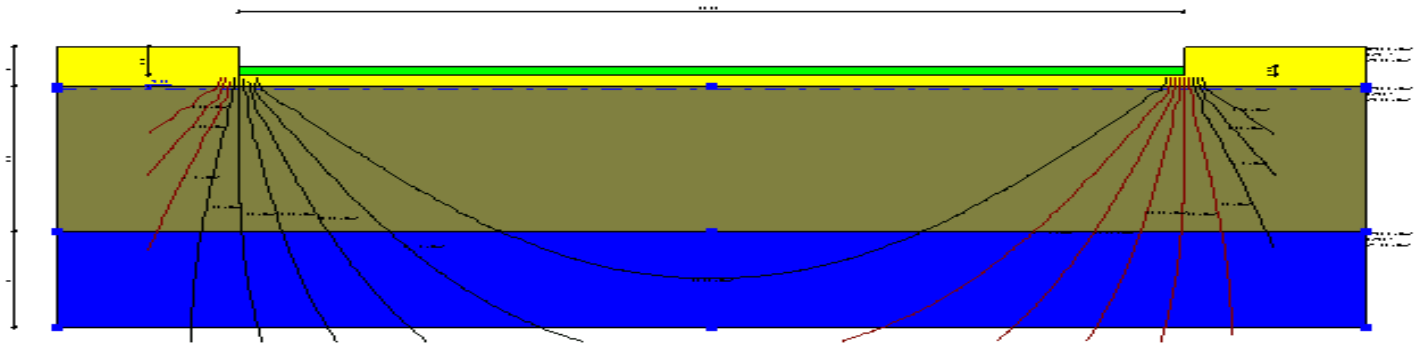
Adesione terreno fondazione	2kN/m²	
Angolo di attrito terreno fondazione	27	°
Frazione spinta passiva	0	%
Resistenza di progetto	26152,65	kN
Sollecitazione di progetto Vsd	14500	kN
Fattore sicurezza	2	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO (Condizioni statiche)
***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	60,0	kN/m²
Cedimento totale	5,49	cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws:Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,2	22,62	41,15	Edometrico	0,41	--	0,41
2	4	56,273	40,736	Edometrico	4,24	--	4,24
3	8,3	104,402	36,999	Edometrico	0,84	--	0,84



CEDIMENTI PER OGNI STRATO (Condizioni statiche + sismiche)
***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	64,0	kN/m²
Cedimento totale	7,95	cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws:Cedimento secondario (deformazioni viscose); Wt: Cedimento totale.

Cedimento sismico = 2,46 cm

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,2	22,62	45,15	Edometrico	0,74	--	0,74
2	4	56,273	44,695	Edometrico	6,13	--	6,13
3	8,3	104,402	40,592	Edometrico	1,08	--	1,08