

PROVINCIA DI PARMA
COMUNE DI SORBOLO

AMBITO PER NUOVO INSEDIAMENTO NU.1
SUBCOMPARTO NU 1.1

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO DI INIZIATIVA PRIVATA
1° COMPARTO ATTUATIVO

VARIANTE

Committenti :

| |
|------------------------------|
| BF e F s.r.l. |
| MARELLA s.r.l. |
| MIRO RADICI FINANCE s.p.a. |
| Impresa MORA s.r.l. |
| Baiocchi Achille |
| CONCRETA s.r.l. |
| CONAD Centro Nord Soc. Coop. |

Progettisti incaricati :

| |
|-----------------------|
| Arch. Vittorio Guasti |
| Ing. Claudio Bonfanti |
| Ing. Carlo Copelli |
| Geom. Massimo Marella |

Elaborato :

PROGETTO DI VARIANTE
PROGETTO PRELIMINARE DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE
RELAZIONE GEOLOGICO/GEOTECNICA

Tavola num:

PV

R.3

(a)

Scala :

Data e agg. :

LUGLIO 2016

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347

tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com

morimantovani

via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR

tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009

mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

PROVINCIA di PARMA

Comune di SORBOLO

Committenza

**BF & F Srl – Marella Srl – Miro Radici Finance Spa – Impresa Mora Srl – Baiocchi
Achille – Concetra Srl – Conad Centro Nord Soc. Coop.**

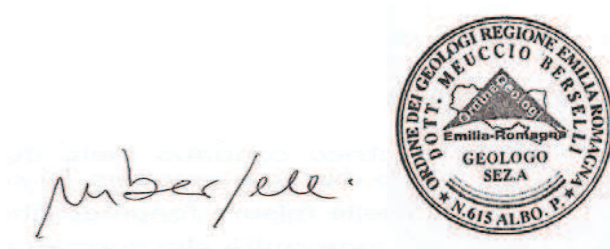
Oggetto:

**VASCHE DI LAMINAZIONE NEI CANALI DUGALE E FONTANELLA
A SERVIZIO DEL CENTRO ABITATIVO DI SORBOLO
SUB COMPARTO NU 1.1
COMUNE di SORBOLO (PR)**

RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICO-GEOTECNICA

Dott. Geol. Stefano Mantovani

Dott. Geol. Meuccio Berselli



INDICE

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA | 3 |
| 2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO..... | 3 |
| 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO | 7 |
| 3.1 LINEAMENTI GEOLOGICI GENERALI | 7 |
| 3.2 CARATTERI GEOLOGICI LOCALI | 8 |
| 3.3 CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA..... | 9 |
| 3.3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE | 9 |
| 3.4 ANALISI DEGLI ASPETTI IDROGEOLOGICI DELL'AREA | 10 |
| 3.4.1 ELEMENTI DI SINTESI PER LA PROGETTAZIONE | 12 |
| 4. INQUADRAMENTO SISMICO | 14 |
| 4.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO | 14 |
| 4.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL COMUNE DI SORBOLO | 15 |
| 4.3 MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO | 19 |
| 4.3.1 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO | 19 |
| 4.3.2 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE | 22 |
| 4.3.3 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO | 22 |
| 4.3.4 DEFINIZIONE DELLE FORME SPETTRALI DEFINITE DAL DM 14.1.08 (AG Fo Tc) | 24 |
| 5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO | 27 |
| 5.1 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO | 27 |
| 5.2 DEFINIZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI FK DEI PARAMETRI GEOTECNICI..... | 28 |
| 5.3 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI | 31 |
| 5.3.1 VITA NOMINALE | 31 |
| 5.3.2 CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI | 31 |
| 5.4 DETERMINAZIONE DELLA TENSIONE E VERIFICHE DEGLI SLU E SLE | 34 |
| 5.4.1 GENERALITÀ | 34 |
| 5.4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE OPERE DI FONDAZIONE | 37 |
| 5.4.3 STABILITÀ DELLE SCARPATE NATURALI DELLA VASCA | 39 |
| 6. CONCLUSIONI | 43 |

1. PREMESSA

A seguito di incarico conferito da BF & F Srl – Marella Srl – Miro Radici Finance Spa – Impresa Mora Srl – Baiocchi Achille – Concreta Srl – Conad Centro Nord Soc. Coop., per la redazione dello studio geologico-geotecnico relativo al progetto di **“Vasche di Laminazione nei canali Dugale e Fontanella a servizio del centro abitativo di Sorbolo”**, ubicato nel Sub Comparto NU 1.1, nel Comune di Sorbolo (PR), si è proceduto all’analisi degli aspetti geologici, sismici e geotecnici dei terreni per la valutazione della fattibilità dell’intervento e delle problematiche connesse agli aspetti realizzativi delle opere previste.

Lo studio è redatto in accordo con le prescrizioni riportate nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) e con la vigente legislazione nazionale e locale, ed è composto da una prima parte descrittiva dell’intervento e della vincolistica presente sul sito mentre i successivi capitoli mirano alla definizione delle caratteristiche geologiche (litologiche, geomorfologiche e idrogeologiche), sismiche e geotecniche dell’area interessata dall’intervento.

2. UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL’INTERVENTO

La zona oggetto del presente studio è ubicata a Nord del centro abitato del paese Sorbolo (PR), come meglio illustrato nelle Figura 2.1 e Figura 2.2.

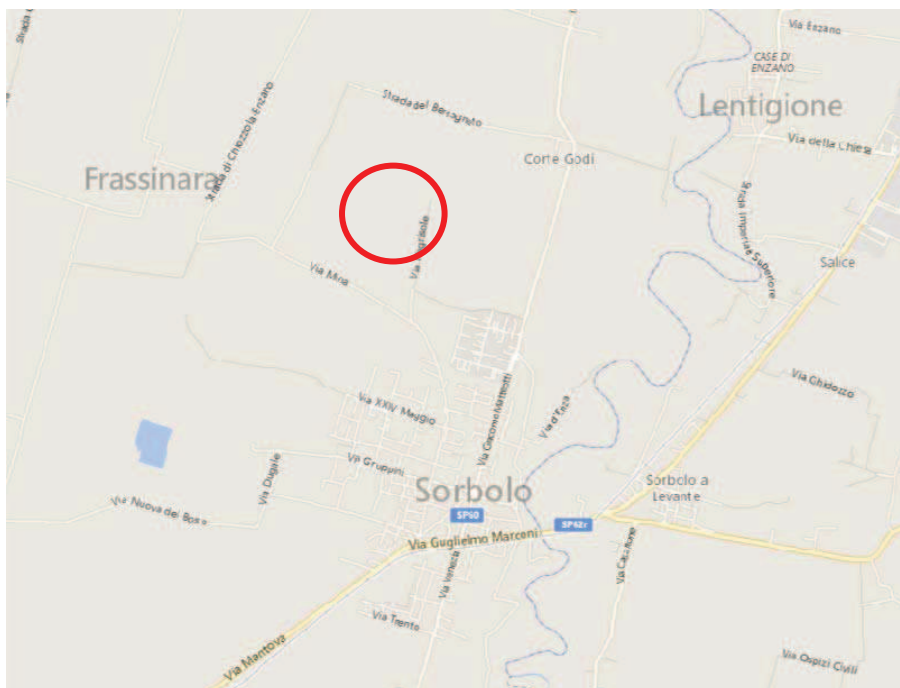


Figura 2.1 - Inquadramento territoriale



Figura 2.2 – Inquadratura da foto aerea del sito d'intervento

In dettaglio, al fine di individuare la soluzione che meglio risponde alle esigenze idrauliche del centro abitato e alle modalità di gestione e manutenzione dei due Cavi, è stata individuata un'area a nord di strada comunale della Mina, delimitata dai due Cavi e indicata nella planimetria di progetto SOR 125 – CIV 05 *Vasca di Laminazione in Derivazione e Schemi dei Manufatti*, attualmente destinata a uso agricolo (si veda SOR 125 – CIV 01 *Inquadratura Cartografica – Stralcio di P.S.C.*) (Figura 2.3).

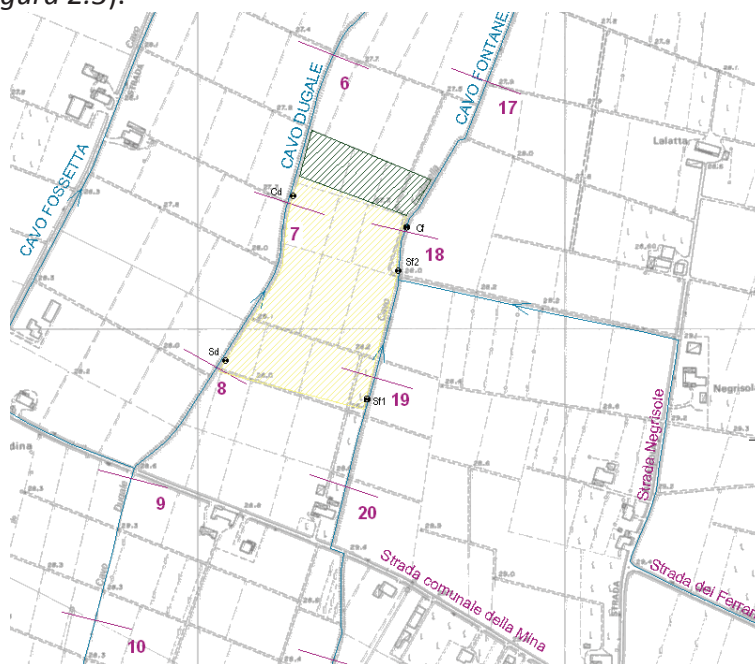


Figura 2.3 – Inquadratura cartografica

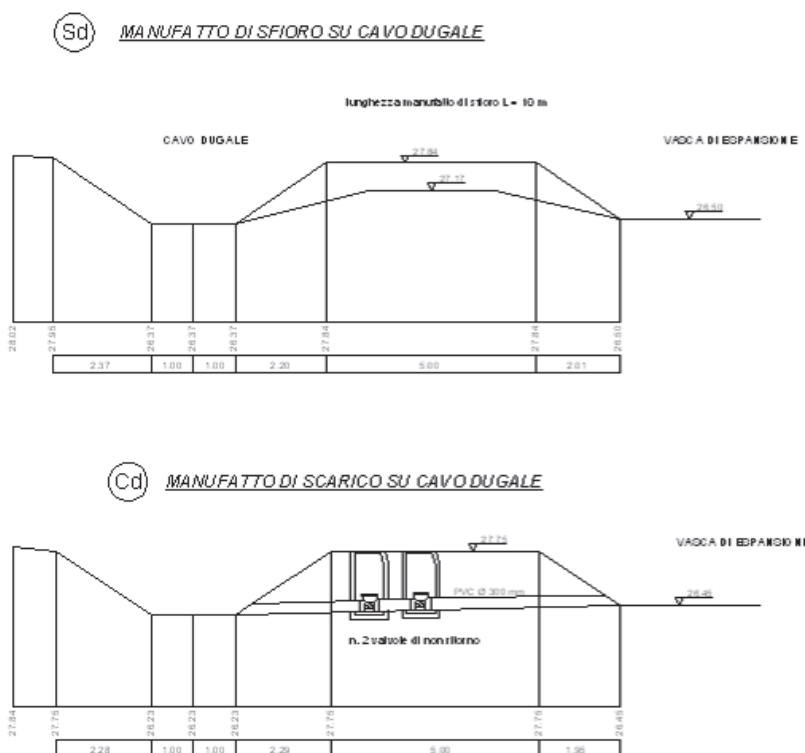
In quest'area è stata modellata una vasca di derivazione alimentata da tre manufatti in ingresso (soglie sfioranti laterali) e da due regolatori di portata in uscita. Sul Cavo Dugale sono stati modellati una soglia sfiorante in sponda destra in corrispondenza della sezione n. 8 e uno scarico a valle della sezione n. 7 (indicati in planimetria rispettivamente con Sd e Cd); sul Cavo Fontanella, invece, sono state modellate due soglie sfioranti in sponda sinistra (la prima a monte della sezione n. 19, la seconda a valle del manufatto M2 al fine di consentire la laminazione dei deflussi provenienti dal fosso che scorre lungo strada dei Ferrari) e un manufatto di scarico a valle della sezione n. 18 (indicati in planimetria rispettivamente con Sf1, Sf2 e Cf). Entrambi i regolatori di portata in uscita sono stati dotati di valvola di non ritorno in modo tale da consentire lo scarico solo dalla vasca verso i corsi d'acqua.

La vasca si sviluppa su una superficie di circa 40.000 mq con una profondità massima dal piano di campagna di $1,30 \div 1,40$ m ed è in grado di contenere circa 45.000 mc di acqua.

Gli sfioratori laterali, lunghi 10 m, sono stati impostati a quota 27,17 m su entrambi i Cavi e saranno realizzati in massi ciclopici con intasamento in calcestruzzo. Le rampe saranno tali da consentire l'accesso alla vasca dei mezzi da utilizzare per le operazioni di manutenzione.

Gli organi di scarico per lo svuotamento della vasca saranno costituiti da tubazioni in acciaio DN 300 mm dotate di valvola di non ritorno e passanti al di sotto della cintura arginale (*Figura 2.4*).

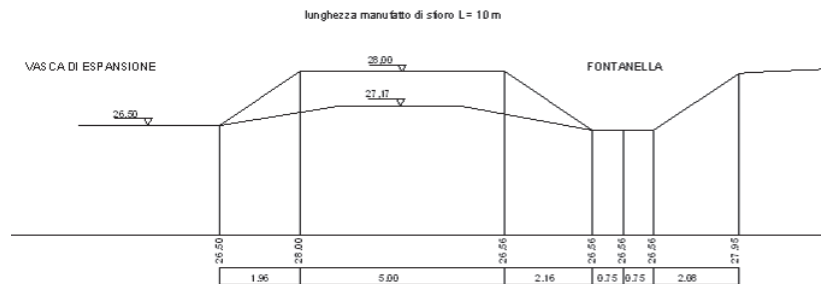
CAVO DUGALE



CAVO FONTANELLA

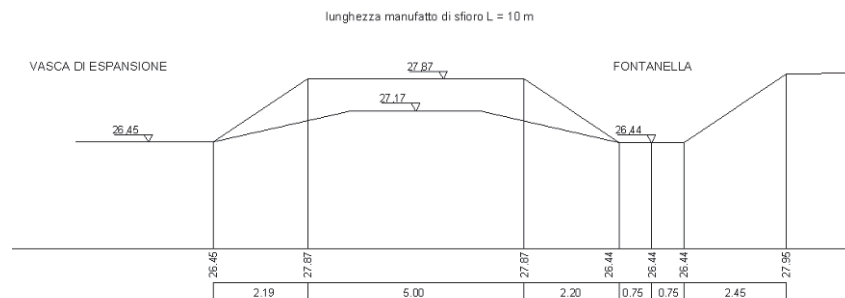
Sf1

I° MANUFATTO DI SFIORO SU CAVO FONTANELLA



Sf2

II° MANUFATTO DI SFIORO SU CAVO FONTANELLA



Cf

MANUFATTO DI SCARICO SU CAVO FONTANELLA

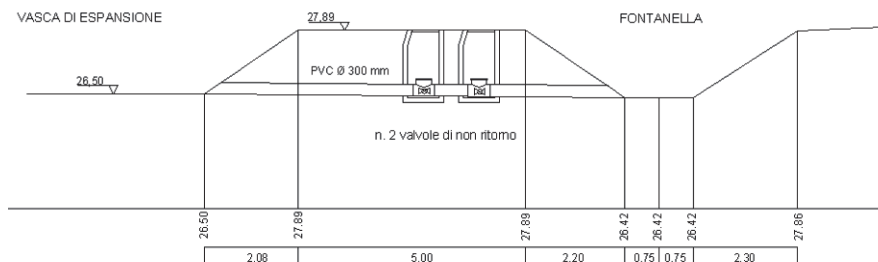


Figura 2.4 – sezioni di progetto

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Lo studio si è articolato nelle seguenti fasi principali:

- studio bibliografico relativamente ai caratteri geologici generali dell'area in oggetto e reperimento di dati geologici, idrogeologici e geotecnici relativi alla formazione geologica ivi affiorante;
- utilizzo di indagini geognostiche eseguite nella vicina urbanizzazione NU 1.4 per la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica locale;
- reperimento di informazioni locali sui dati della Vs30 per la caratterizzazione del sottosuolo;
- analisi dei dati acquisiti, elaborazioni e sviluppo del modello geologico;
- verifica della pericolosità dell'intervento e valutazioni sulla fattibilità.

3.1 Lineamenti geologici generali

Il sottosuolo del territorio in oggetto risulta geneticamente legato alle vicende geologiche che hanno portato alla formazione dell'ampio bacino della Pianura Padana ed in particolare ai fenomeni di sedimentazione manifestatisi in un complesso sistema di ambienti fluviali e palustri connessi al Fiume Po. La successione dei diversi cicli alluvionali si sono sovrapposti all'ultimo deposito marino il quale affiora nella fascia pedecollinare della Provincia, immergendosi verso Nord Nord-Est fino a profondità di circa 1000-1500 m in corrispondenza del F. Po. A tale formazione succedono cronologicamente quella Pleistocenica (prevalentemente sabbioso-argillosa) e le alluvioni ghiaiose e conglomeratiche datate Gunz, Gunz-Mindel e Mindel.

I depositi terrazzati indicati con QR (Pluviale-Fluvioglaciale Riss) e Qw2 (Pluviale-Fluvioglaciale tardo Wurm), presenti nella parte alta della pianura, sono generalmente rappresentati da litologie grossolane (ghiaie, sabbie, talora sabbie-limose). Dal punto di vista geologico, l'area in esame si colloca in corrispondenza del limite settentrionale della porzione distale della conoide del fiume Taro, nella formazione denominata "Alluvioni antiche", che rappresentano la fase di livellamento della pianura da parte dei corsi d'acqua all'interno e sul contorno dei conoidi pleistocenici.

È presente l'interferenza dei depositi alluvionali del vicino t. Enza e verso nord, del Fiume Po, che hanno dato luogo ad un edificio sedimentario nel quale risulta assai difficoltoso riconoscere l'appartenenza dei depositi stessi all'uno o all'altro corso d'acqua.

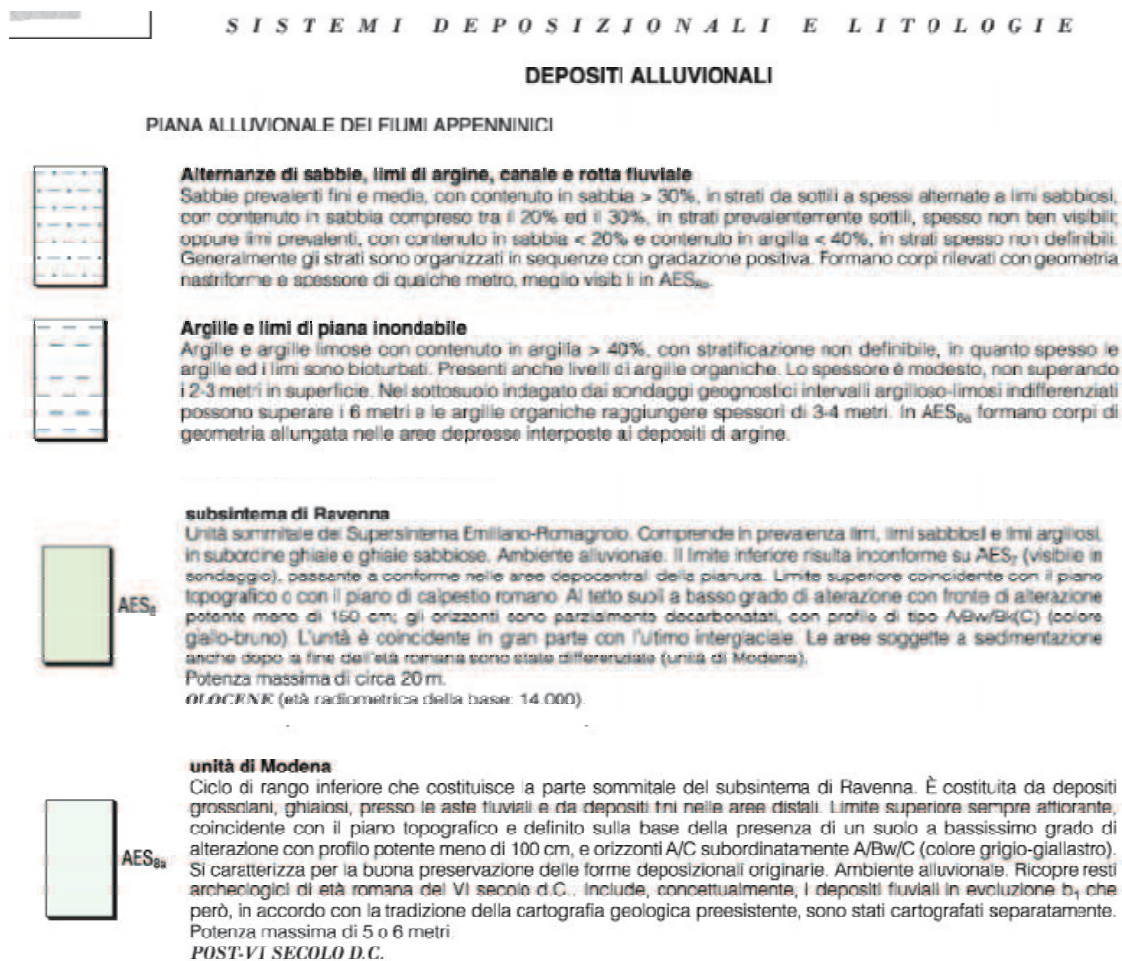
Dalla "Carta geologica d'Italia" in scala 1:50.000 elaborata da ISPRA e dalla Regione Emilia Romagna si osserva che il territorio oggetto di studio rientra nell'unità geologica denominata Sintema Emiliano-Romagnolo Superiore AES, costituita da depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide. Il tetto è rappresentato dalla superficie topografica, mentre il contatto di base è erosivo e discordante su unità più antiche. Lo spessore complessivo varia da 0 a 120 m circa.

In particolare si tratta del Subsistema di Ravenna AES8, caratterizzato da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi costituenti dei depositi intravallivi terrazzati. Il tetto dell'unità è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche. Lo spessore massimo dell'unità è inferiore a 20 m ed il periodo di riferimento è tra il Pleistocene Superiore e l'Olocene.

L'area rientra in questo subsistema, in particolare nell'Unità di Modena AES8a, caratterizzata da sabbie prevalenti con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide e di canale fluviale. Lo spessore massimo dell'unità è di alcuni metri, il periodo di deposizione è l'Olocene.

3.2 Caratteri geologici locali

Il sistema deposizionale è quello di PIANA ALLUVIONALE ed è composto da argille e argille limose con contenuto in argilla superiore al 40% di spessore variabile da qualche metro fino a 5-6 m; sono presenti anche livelli di argille organiche con spessori che possono raggiungere 3-4 m (*Figura 3.1*).



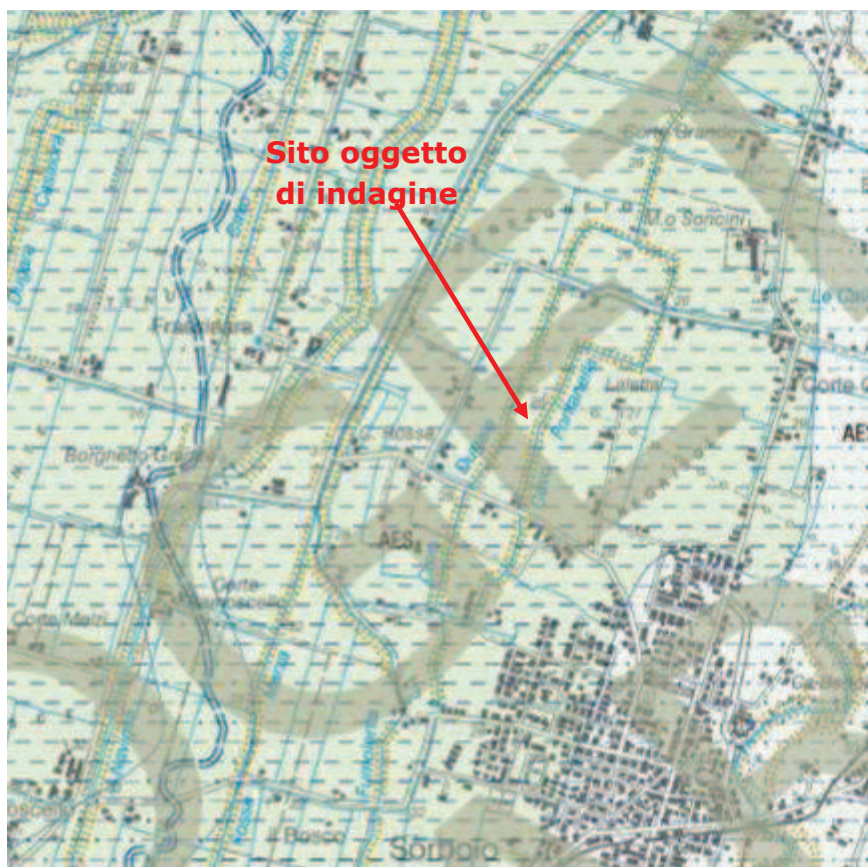


Figura 3.1 - Stralcio da Carta Geologica d'Italia 1:5000 – progetto CARG – sito ISPRA

3.3 Caratterizzazione e modellazione geologica

3.3.1 Indagini geognostiche

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nell'area in oggetto sono state utilizzate le informazioni relative a n° 7 prove penetrometriche statiche tipo CPT (Cone Penetration Test) eseguite nell'area NU1.4, situata nelle adiacenze del sito.

Durante l'esecuzione delle prove erano stati acquisiti, per ogni approfondimento di 20 cm, i valori di R_p (resistenza alla punta) e di R_l (resistenza laterale). Tali prove, per il loro carattere di continuità, progressività e ripetibilità, costituiscono la principale fonte di dati ed informazioni relativamente alle caratteristiche geotecniche in situ dei terreni. La nutrita bibliografia esistente in letteratura consente di utilizzare le equazioni empirico-sperimentali che meglio si adattano al contesto geologico in oggetto, per redarre le stratigrafie geotecniche delle verticali attraversate dalla prova C.P.T.; nel caso in oggetto per l'interpretazione stratigrafica era stata scelta la correlazione di AGI (1977). L'analisi è stata condotta seguendo una scansione corrispondente alla stratimetria, con lo scopo di ottenere, per ciascun parametro geotecnico, il valore medio (V_m) per ciascun orizzonte litologico individuato, prendendo in considerazione tutti i dati ad esso relativi.

3.4 Analisi degli aspetti idrogeologici dell'area

Le conoidi alluvionali appenniniche si trovano nella zona dove i depositi grossolani (ghiaie e sabbie) di canale fluviale sono amalgamati tra loro a formare dei corpi tabulari coalescenti.

Nella pianura parmense i serbatoi acquiferi si sono formati, a partire da circa un milione di anni fa, all'interno di un sistema deposizionale di delta-conoide attribuibile ad un Paleo-Fiume Taro, il Gruppo Acquifero C. In seguito, nel Pleistocene medio-superiore, altri serbatoi si sono formati all'interno delle piane e delle conoidi alluvionali dei Fiumi Po, Taro, Parma, Enza, Baganza e Stirone: i Gruppi Acquiferi A e B. Mentre il gruppo acquifero C rappresenta un acquifero monostrato indifferenziato, i gruppi A e B sono molto più complessi in quanto formati dalla sovrapposizione di differenti sistemi deposizionali.

In Figura 3.2 è visibile il tracciato della sezione redatta dal Servizio geologico della Regione Emilia Romagna che interessa l'area di intervento, ovvero la n° 25.



Figura 3.2 http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/canali/cartografia/sito_cartografia/web_gis_sezioni_geo.htm

Le aree di ricarica dei tre gruppi acquiferi sono rappresentate da:

- un'area pedecollinare, relativamente ristretta, caratterizzata da ghiaie e sabbie affioranti, che ricarica l'intero gruppo acquifero e in particolare il gruppo C;
- un'area intermedia compresa tra la pedecollina e la via Emilia, in cui sono presenti zone a ghiaie affioranti, che coincide con l'area di ricarica diretta dei gruppi A e B;

- un'area a nord della via Emilia, caratterizzata da potenti depositi fini argilloso-limosi, che ricarica l'acquifero superficiale.

Per quanto riguarda i rapporti intercorrenti tra le acque sotterranee e quelle superficiali nell'area di alta pianura si osservano fenomeni di alimentazione della falda in corrispondenza dei T. Baganza e Parma; il F. Taro mostra invece, nel suo tratto centromeridionale, condizioni prevalentemente

Il sottosuolo del bacino padano, nel settore emiliano – romagnolo, è suddivisibile in tre Unità Idrostratigrafiche definite come **Gruppi Acquiferi A, B e C**; il primo tra questi è l'unico che può essere interessato direttamente o indirettamente dal progetto in questione.

In *Figura 3.3* si riportano le isopieze realizzate dalla *Provincia di Parma, Servizio Pianificazione Territoriale*, attraverso interpolazione geostatistica dei dati piezometrici di pozzi appartenenti alla rete di monitoraggio provinciale. Le curve, rappresentate a intervalli di 10 m s.l.m., si riferiscono al Gruppo Acquifero "A", i cui dati risalgono al II sem. 1999.

Si osserva un' isopieza poco a sud dell'area oggetto di studio che si attesta sui 30 m slm, quindi a 1 m circa dal p.c.

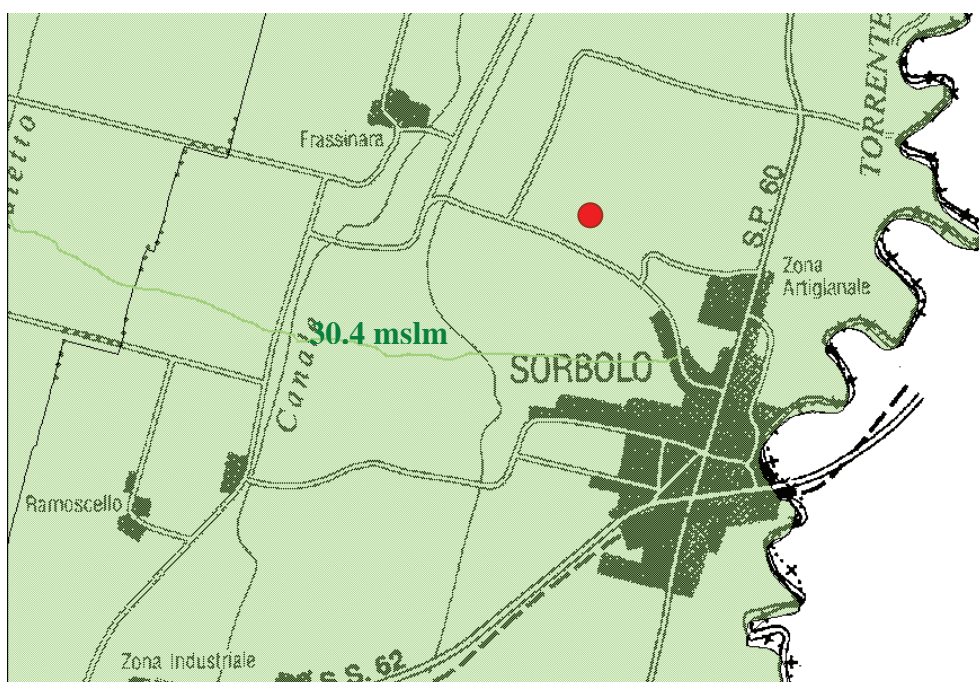


Figura 3.3 – Isopieza di 30.4 mslm posta a sud dell'area oggetto di studio

Le rilevazioni eseguite all'interno dei fori delle prove penetrometriche statiche tipo CPT hanno permesso di individuare l'approfondimento della falda freatica nell'area in questione a circa 1,80 – 4.10 m dal p.c.

3.4.1 Elementi di sintesi per la progettazione

Sulla base dei dati rilevati con le prove CPT è stata eseguita un'analisi statistica sui dati di **Qc** di tutte le 7 prove CPT per valutare l'uniformità dei valori ed individuare eventuali zone di debolezza nella sequenza litostratigrafica; i dati di Qc sono stati trattati statisticamente in base alla profondità e per ciascun orizzonte di spessore 20 cm sono stati calcolati la media, la deviazione standard e il valore minimo.

I dati relativi alla Qc minima sono stati diagrammati sulla profondità (*Figura 3.4*) per verificare quanto segue:

- omogeneità dei dati;
- definizione degli orizzonti con caratteri generali omogenei;
- individuazione di elementi di debolezza del sottosuolo.

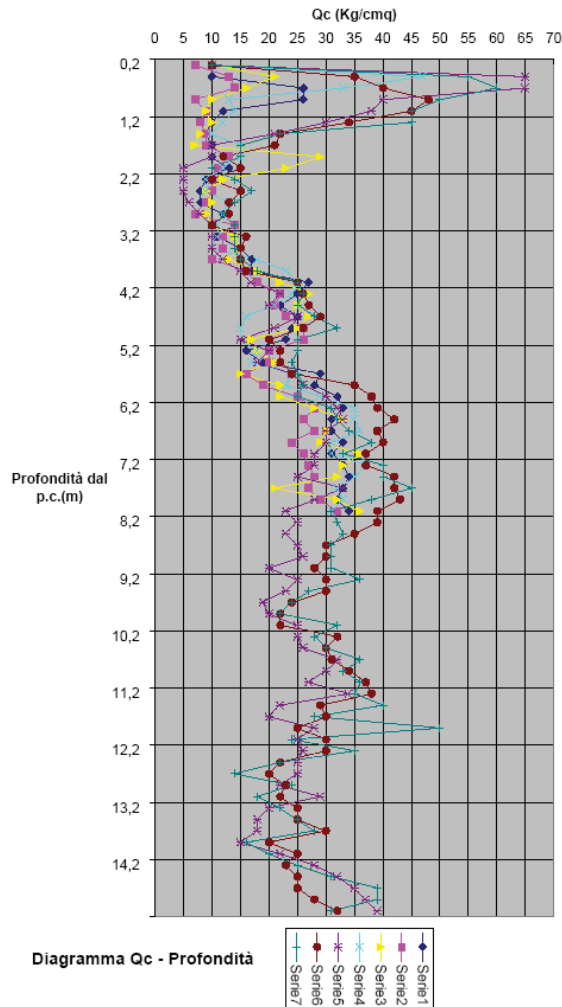


Figura 3.4: grafico Qc vs profondità

Dall'analisi del grafico si evince chiaramente una situazione di generale omogeneità del sottosuolo dell'area indagata; in particolare, se si esclude l'orizzonte superficiale (dal p.c. a circa – 1,60 m) la dispersione dei dati di Q_c è relativamente bassa; si possono individuare 3 orizzonti principali con caratteristiche di resistenza analoghe:

- lo strato superficiale approfondito a -1,60 m dal p.c. presenta valori molto dispersi; cautelativamente sono stati esclusi dalla caratterizzazione i valori più elevati, anche in considerazione del fatto che sarà l'unità interessata dall'intervento in progetto; è stata stimata una resistenza non drenata pari a circa 65 kN/m^2 e un valore di ϕ pari a $21,18^\circ$

- il secondo strato di approfondisce a -3,70 m, presenta un valore medio di Q_{sc} pari a 8,58, cui corrisponde un valore di ϕ pari a $22,98^\circ$;

- il terzo strato (tra -3,70 e -5,50 m dal p.c.), con valori di Q_c mediamente attestati su un valore di 18,35 e corrispondente valore di ϕ pari a $26,71^\circ$;

- lo strato profondo, spinto fino a -15 m dal p.c., presenta valori medi di Q_c pari a 24,14 e corrispondente valore di ϕ pari a $28,40^\circ$.

La sequenza stratigrafica è sintetizzabile nelle seguenti unità litotecniche:

- **UL1:** da 0 a 1,60 m dal p.c. – argille e argille torbose
- **UL2:** da 1,60 a 3,70 m dal p.c. – limi e argille
- **UL3:** da 3,70 a 5,50 m dal p.c. – limi argillosi e limi sabbiosi
- **UL4:** da 5,50 a 15,00 m dal p.c. – limi e argille consistenti

Il calcolo dei parametri geotecnici caratterizzanti tali unità litologiche sono stati ricavati dai dati delle 7 prove CPT già descritte. In Tabella 3.1 si riportano i valori medi dei parametri geotecnici per ciascuno dei 4 strati individuati nella verticale indagata.

| U.L. | Prof. | γ | $\gamma_{k\text{saturo}}$ | Parametri medi | | |
|------|------------|-----------------|---------------------------|-----------------|-----------------|--------|
| | | | | Cu | Ed | ϕ |
| n° | m | kN/m^3 | kN/m^3 | kN/m^2 | kN/m^2 | |
| 1 | 0.00-1,60 | 18,65 | 19,43 | 65,14 | 2343,79 | 21,18 |
| 2 | 1,60-3,70 | 17,65 | 20,50 | 65,05 | 5706,54 | 22,48 |
| 3 | 3,70-5,50 | 17,65 | 20,50 | | 9295,03 | 25,41 |
| 4 | 5,50-15,00 | 17,69 | 20,63 | 123,76 | 11379,49 | 29,20 |

Tabella 3.1 Parametri geotecnici medi dalle prove CPT

4. INQUADRAMENTO SISMICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti sismici dei terreni interessati dall'intervento per la definizione dell'input sismico da utilizzare nella progettazione strutturale delle opere in cemento armato (fondazioni).

In accordo con le prescrizioni riportate nelle "Norme tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14.01.2008 pubblicato su G.U. del 04.02.2008), nelle "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" (Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, pubblicata su G.U. n° 47 del 26.02.2009, S.O. n° 27) e nella Legislazione Sismica della Regione Emilia-Romagna, si è proceduto allo studio della risposta sismica locale mediante specifiche analisi che, nel dettaglio, hanno fatto riferimento all'approccio semplificato basato sulla categoria di sottosuolo (Paragrafo 3.2.2 e Tabelle 3.2.II e 3.2.III della NTC2008).

Lo studio eseguito ha analizzato i seguenti punti:

- quadro normativo di riferimento;
- sismicità del territorio regionale e provinciale;
- pericolosità e classificazione sismica del territorio comunale di Sorbolo;
- modellazione sismica del sito, con individuazione della categoria di sottosuolo (mediante verifica della velocità di propagazione delle onde di taglio su terreni posti nelle adiacenze sud del sito oggetto di intervento - metodo sismico MASW – analisi multicanale delle onde superficiali), delle condizioni topografiche, vita nominale, classe d'uso e vita di riferimento dell'opera in progetto ed infine definizione delle forme spettrali come da NTC 2008.

Le risultanze dello studio hanno consentito di eseguire la caratterizzazione sismica del sito come da Vigente Normativa, ai fini di fornire alla progettazione strutturale i parametri di input sismico necessari per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.

4.1 Quadro normativo di riferimento

- Regione Emilia-Romagna - L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"
- Regione Emilia-Romagna - L.R. 31/2002 "Disciplina generale dell'edilizia" e ss.mm.ii.
- Ordinanza PCM n° 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e ss.mm.ii.,.
- Regione Emilia-Romagna - Deliberazione di G.R. n° 1435 del 21/07/2003 "Prime disposizioni di attuazione dell'Ordinanza del PCM n. 3274/2003.
- Regione Emilia-Romagna - D.G.R. n. 1677 del 24/10/2005 "Prime indicazioni applicative in merito al D.M. del 14 settembre 2005 (Norme tecniche per le costruzioni)

- Regione Emilia-Romagna - Assemblea Legislativa della Regione Emilia-Romagna con deliberazione n° 112 del 2 maggio 2007 - “Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell’art. 16, c.1, della L.R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica” – oggetto n° 2131.
- 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.
- Regione Emilia-Romagna – Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell’art. 16 comma 1 della L.R. 20/2000 per “Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica”
- Regione Emilia-Romagna - Testo coordinato della Legge regionale 30 ottobre 2008, n. 19 "Norme per la riduzione del rischio sismico" con le modifiche apportate dalla L.R. 6 luglio 2009, n. 6 pubblicata sul B.U.R. n. 44 del 12/03/2010.
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/09/228337 del 13 ottobre 2009 - “Conclusione del regime transitorio delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D. M. 14 gennaio 2008 ed illustrazione dell’art. 64, comma 7, della L.R. n. 6 del 2009”
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/114855 del 27 aprile 2010 - “Disciplina delle varianti in corso d’opera ai fini della riduzione del rischio sismico”
- Regione Emilia-Romagna - Circolare illustrativa prot. N. PG/10/0194001 del 29 luglio 2010 “Vademecum sulle procedure di vigilanza e controllo delle costruzioni ai fini della riduzione del rischio sismico (Titolo IV della L.R. n. 19/2008)”

4.2 Classificazione sismica del Comune di Sorbolo

Negli ultimi 20 anni sono stati condotti in Italia numerosi progetti di ricerca multidisciplinari (geologia, geofisica, sismologia) volti a ricostruire la storia tettonica passata ed attuale della penisola italiana. Lo scopo finale era quello di definire le caratteristiche sismogenetiche del territorio e, di conseguenza, la sua pericolosità sismica. Tali progetti hanno portato alla suddivisione del territorio della penisola italiana in una serie di zone all'interno delle quali si dovrebbero manifestare attività sismogenetiche con uno specifico stile tettonico prevalente e con tassi di sismicità e distribuzioni di magnitudo costanti nel tempo, almeno su periodi dell'ordine del millennio.

L'INGV, Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha messo a punto un database delle sorgenti sismogenetiche sia individuali (porzioni di faglie che si muovono durante i terremoti) sia composite su tutto il territorio italiano, disponibile sul sito <http://diss.rm.ingv.it/diss>. I limiti delle sorgenti sono stati definiti sulla base delle informazioni tettoniche e geologico-strutturali e delle differenti caratteristiche della sismicità, quali distribuzione spaziale e frequenza degli eventi, massima magnitudo ecc.

Il territorio del Comune di Sorbolo dista circa 5 km dalla sorgente sismogenetica ITCS009 “Busseto-Cavriago”, come indicato nel Database DISS Versione3 dell’INGV, detta sorgente è caratterizzata dai seguenti parametri:

- minima profondità 2 km,
- max profondità 8 km,
- max magnitudo 5.6 Mw,
- velocità di scorrimento 0.1 – 0.5 mm/anno.

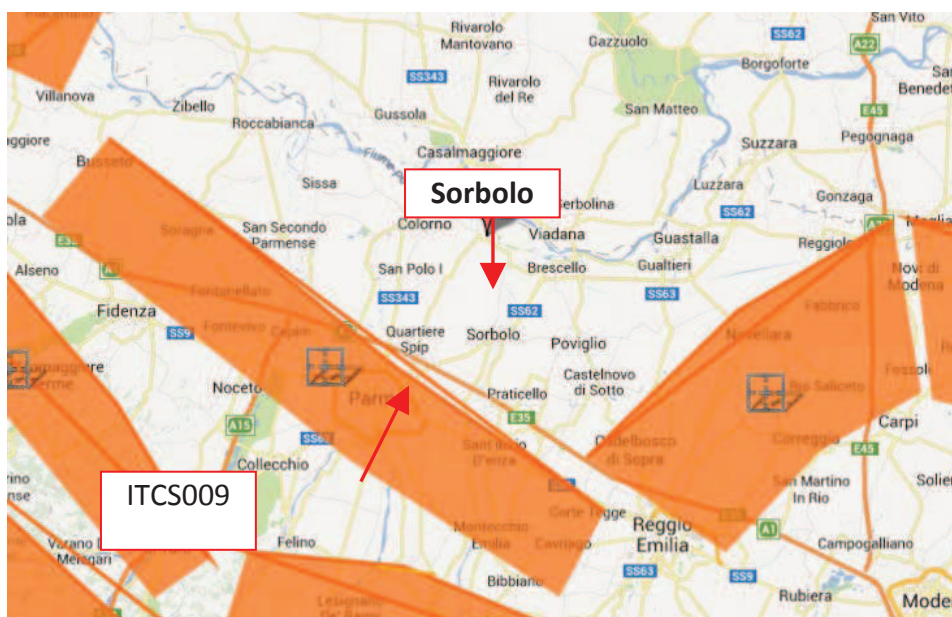


Figura 4.1 - Sorgente sismogenetica ITCS009 - DISS Working Group (2010) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia - Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.1.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. <http://diss.rm.ingv.it/diss/>

Per la valutazione della pericolosità sismica di base, il primo elaborato di riferimento è rappresentato dalla “Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale”, elaborata dall’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e recepita dall’OPCM n° 3519 del 2005.

Successivamente tale Mappa è stata revisionata e quella definitiva è stata approvata con OPCM n° 3519 del 28 aprile 2006 (all. 1b) e pubblicata in G.U. n° 108 del 11.05.2006.

In tale mappa sono indicati i valori di accelerazione di picco al suolo a(g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente ad un Tempo di ritorno di 475 anni) riferita a suoli molto rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s, Cat. A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005) per l’intero territorio

nazionale. L'accelerazione orizzontale massima del suolo come definita dall'OPCM 3519/2006, corrisponde a quella che in ambito internazionale viene chiamata PGA.

Successivamente l'INGV ha predisposto un servizio di consultazione on-line sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it> che consente di visualizzare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, interrogabile su diversi parametri dello scuotimento su griglia regolare a passo 0,05° (Figura 4.2). Le mappe in questione riportano due distinti parametri dello scuotimento: $a(g)$ (accelerazione orizzontale massima del suolo) e $Se(T)$ (Spettro di risposta Elastico in funzione del periodo T, in accelerazione).

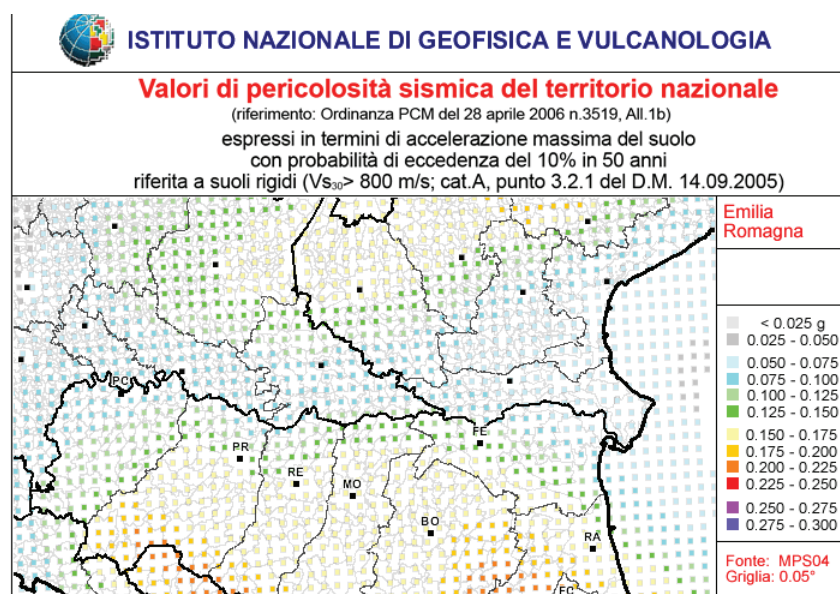


Figura 4.2 Mappe consultabili sul sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it>

Si è provveduto a visualizzare e consultare le mappe relative al Comune di Sorbolo: in Figura 4.3è riportato l'estratto della Mappa di pericolosità sismica per il territorio del Comune di Sorbolo espressa in termini di $a(g)$ e probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ($TR = 475$ anni).

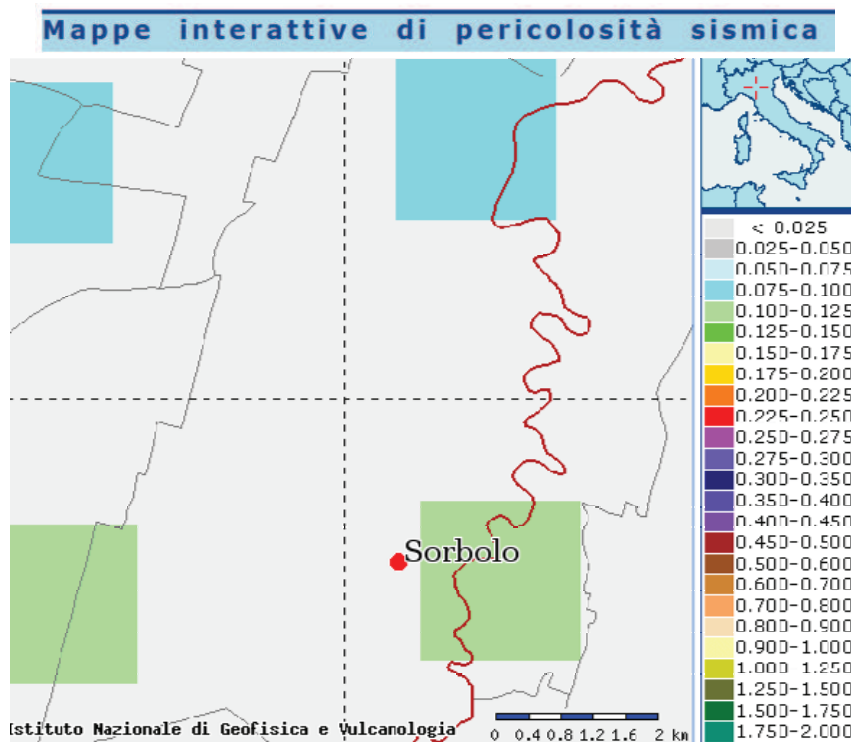


Figura 4.3 Mappa pericolosità sismica Comune di Sorbolo

Dalla carta si evince che il territorio del Comune di Sorbolo ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un'accelerazione massima del suolo (a_{max}) pari a $0.100 \div 0.125$ g.

Tali valori sono coerenti con quanto riportato nell'Allegato A4 della D.A.L. Regione Emilia-Romagna n° 112 del 2.5.2007, che attribuisce al Comune di Sorbolo un valore di accelerazione di piccolo al suolo a_g (con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) di 0.113 g.

Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano con la pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (Supplemento Ordinario n. 72 della G.U. n. 105 del 8.05.2003) **il Comune di Sorbolo risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso).**

A tale zona, considerata con "grado di sismicità bassa" ($S = 6$), risulta assegnato un intervallo di valori dell'accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, ed in particolare, ai fini della determinazione delle azioni sismiche, risulta assegnato un valore (a_g/g), di ancoraggio dello spettro di risposta elastico, pari a: 0,15.

4.3 Modellazione sismica del sito

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

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

4.3.1 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

In mancanza di tali studi si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento (Tabella 4.1 e Tabella 4.2).

La classificazione deve riguardare i terreni compresi tra il piano di imposta delle fondazioni degli edifici ed un substrato rigido di riferimento (bedrock), ovvero quelli presenti ad una profondità commisurata all'estensione ed all'importanza dell'opera.

| CLASSE | DESCRIZIONE |
|--------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero con valori di $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s ($NSPT_{30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). |
| E | <i>Terreni del sottosuolo di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s). |

Tabella 4.1 - Categorie di sottosuolo

| CLASSE | DESCRIZIONE |
|--------|---|
| S1 | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche. |
| S2 | Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti. |

Tabella 4.2 - Categorie di sottosuolo speciali

PROVA SISMICA MASW

Per il calcolo della V_{s30} è stata utilizzata una prova sismica MASW eseguita dallo scrivente in un lotto nelle vicinanze; i dati acquisiti sono stati elaborati mediante software winMASW 4.3 Standard, per ricostruire il profilo della velocità delle onde di taglio V_s .

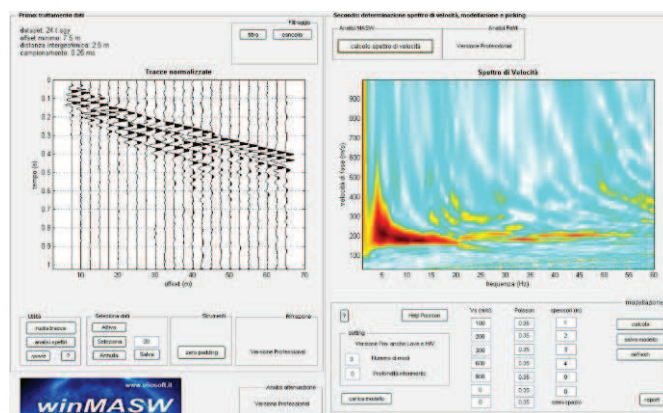


Figura 4.3 tracce normalizzate e spettro di velocità

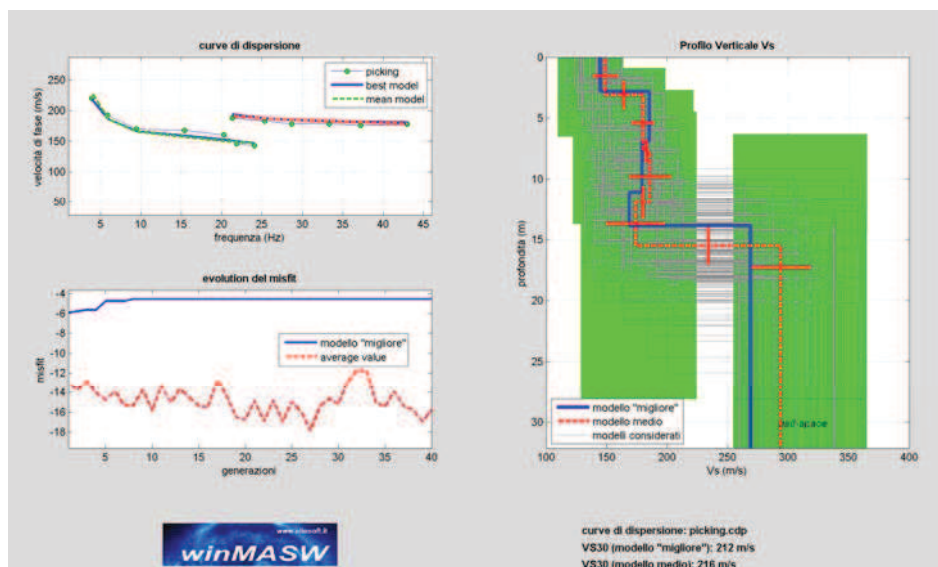


Figura 4.4 Risultati dell'inversione della curva di dispersione determinata tramite analisi di dati MASW. In alto a sinistra: curve di dispersione piccate e curve del modello individuato dall'inversione. Sulla destra il profilo verticale V_s identificato. In basso a sinistra l'evolversi del

modello al passare delle “generazioni” (l’algoritmo utilizzato per l’inversione delle curve di dispersione appartiene alla classe degli Algoritmi Genetici –Dal Moro et Al., 2007).

Dall’esame del grafico sottostante si possono fare le seguenti osservazioni (*Figura 4.7*)

- Orizzonte sismostratigrafico n° 1: da p.c. fino a 3,1 m - presenza di materiale con velocità di Vs attorno a 149 m/s e densità di 1.8 g/cm³;
- Orizzonte sismostratigrafico n° 2: tra 3,1 e 7,7 m. dal p.c. - presenza di materiale con velocità di Vs si 180 m/s e densità di 1,8 g/cm³;
- Orizzonte sismostratigrafico n° 3: tra 7,7 e 11,9 m. dal p.c. - si registrano velocità fino a 186 m/s e densità di 1,8 g/cm³;
- Orizzonte sismostratigrafico n° 4: da 11,9 a 15,5 m dal p.c. - a si registrano velocità fino a 174 m/s e densità di 1,8 g/cm³;
- Orizzonte sismostratigrafico n° 5: da 15,5 a 30 m dal p.c. aumento di velocità fino a 294 m/s e densità di 2 g/cm³.

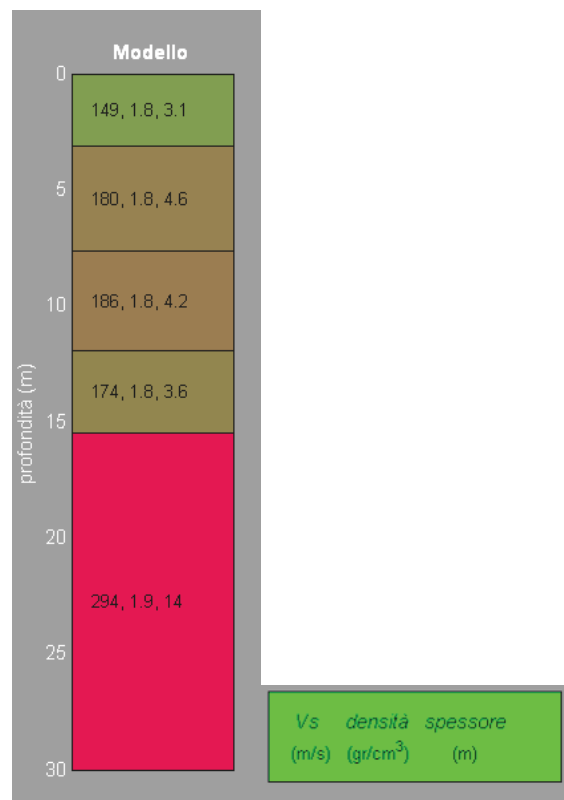


Figura 4.5 orizzonti sismostratigrafici

Le indagini sismiche hanno confermato le indicazioni stratigrafiche desunte dalle prove penetrometriche CPT e dai pozzi ad uso idropotabile presenti nella zona; in particolare si evidenzia

come il passaggio da Vs di 174 m/s a Vs di 294 m/s, alla profondità di circa 15 m dal p.c., indichi la transizione dalle litologie argillose di superficie al substrato sabbioso-limoso.

Il valore di Vs30 calcolato è di 216 m/s (considerando come riferimento il piano campagna).

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (DM 14 gennaio 2008) il sito in esame rientra quindi nella categoria di suolo C corrispondenti alla **categoria C**: “*Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra i 180 e 360 m/s $15 < N_{spt} < 50$ e $70 < c_u < 250$ kPa*”.

4.3.2 Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata in Tabella 4.3; per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

| 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 lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ |
| T4 | Rilievi con lunghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ |

Tabella 4.3 Categorie topografiche

Al sito, caratterizzato da superfici pianeggianti, è stata attribuita una categoria topografica T1.

4.3.3 Vita nominale, classi d’uso e periodo di riferimento

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. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 4.4 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

| TIPI DI COSTRUZIONE | | Vita Nominale V_N (in anni) |
|---------------------|--|----------------------------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹ | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

Tabella 4.4 Vita nominale VN per diversi tipi di opere

Le opere trattate nel presente progetto sono attribuibili al tipo di costruzione 2, con vita nominale V_N pari a 50 anni; la vita di esercizio dell'immobile in oggetto può essere ragionevolmente stimata in circa 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, 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 D.M. 5 novembre 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.*

La costruzione oggetto di intervento rientra in classe d'uso II.

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

$$VR = V_N \times CU$$

Il valore del coefficiente d'uso CU dipende della classe d'uso come definito nel cap. 2 delle NTC del 2008 (Figura 4.6).

Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N C_U$ (anni)

| TIPI DI COSTRUZIONE | V_N | Classe d'uso → | | | |
|---|-------|----------------|------|------|------|
| | | I | II | III | IV |
| | | Coeff. C_U → | | | |
| | | 0,70 | 1,00 | 1,50 | 2,00 |
| | | V_R | | | |
| 1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva | 10 | 35 | 35 | 35 | 35 |
| 2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale | 50 | 35 | 50 | 75 | 100 |
| 3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | 100 | 70 | 100 | 150 | 200 |

Figura 4.6 Calcolo V_R come da Tabella NTC 2008

Sulla base di quanto sopra si evince che, nel caso in esame, il periodo di riferimento V_R è:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 1,00 = \underline{50 \text{ anni}}$$

4.3.4 Definizione delle forme spettrali definite dal DM 14.1.08 (ag Fo Tc)

La pericolosità sismica costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. È definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa **ag** in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A**), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente **Se (T)**, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza **P_{VR}**, nel periodo di riferimento **V_R**. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

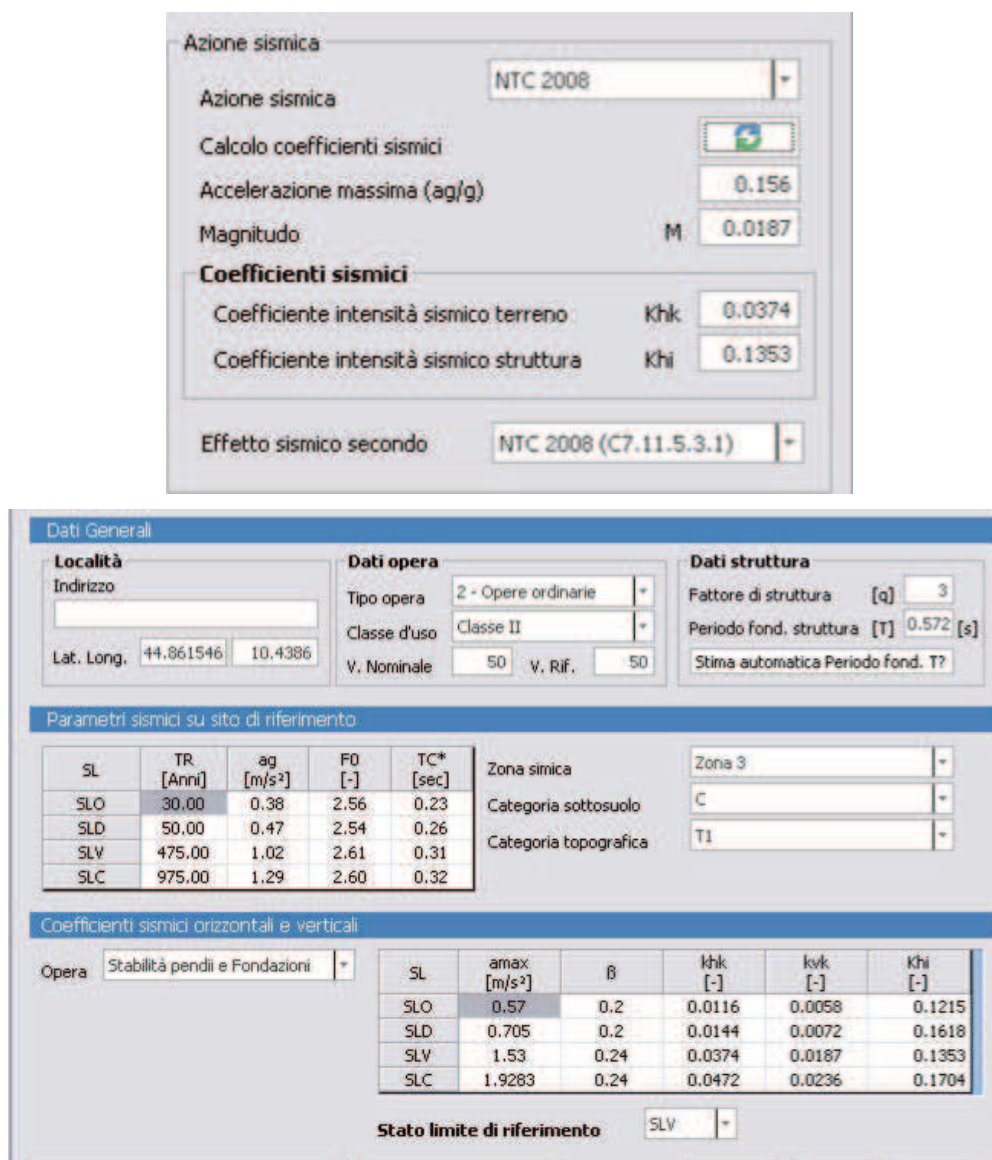
Ai fini della nuova normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento **P_{VR}**, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ag** accelerazione orizzontale massima al sito;
- F₀** 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.

In allegato alla normativa, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.


Nel presente studio è stato utilizzato un programma online, associato al sistema Google, che permette di ricavare i parametri sismici locali dell'area interessata dall'intervento.

Impostando come dati input una **classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, una categoria di sottosuolo C e una categoria topografica T1**, ne risultano i parametri sismici seguenti (Figura 4.7):



Azione sismica

Azione sismica: NTC 2008

Calcolo coefficienti sismici: 

Accelerazione massima (a_g/g): 0.156

Magnitudo: M 0.0187

Coefficienti sismici

Coefficiente intensità sismico terreno: Khk 0.0374

Coefficiente intensità sismico struttura: Khi 0.1353

Effetto sismico secondo: NTC 2008 (C7.11.5.3.1)

Dati Generali

Località

Indirizzo:

Lat. Long. 44.861546 10.4386

Dati opera

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie

Classe d'uso: Classe II

V. Nominale: 50 V. Rif. 50

Dati struttura

Fattore di struttura [q]: 3

Periodo fond. struttura [T]: 0.572 [s]

Stima automatica Periodo fond. T?

Parametri sismici su sito di riferimento

| SL | TR [Anni] | a_g [m/s^2] | F_0 [-] | T_c^* [sec] |
|-----|-----------|-------------------|-----------|---------------|
| SLO | 30.00 | 0.38 | 2.56 | 0.23 |
| SLD | 50.00 | 0.47 | 2.54 | 0.26 |
| SLV | 475.00 | 1.02 | 2.61 | 0.31 |
| SLC | 975.00 | 1.29 | 2.60 | 0.32 |

Zona sismica: Zona 3

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità pendii e Fondazioni

| SL | a_{max} [m/s^2] | β | khk [-] | kvk [-] | khi [-] |
|-----|-----------------------|---------|---------|---------|---------|
| SLO | 0.57 | 0.2 | 0.0116 | 0.0058 | 0.1215 |
| SLD | 0.705 | 0.2 | 0.0144 | 0.0072 | 0.1618 |
| SLV | 1.53 | 0.24 | 0.0374 | 0.0187 | 0.1353 |
| SLC | 1.9283 | 0.24 | 0.0472 | 0.0236 | 0.1704 |

Stato limite di riferimento: SLV

Via n°

Comune Cap

Provincia

WGS84 (°)

Latitudine

Longitudine

Isole

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

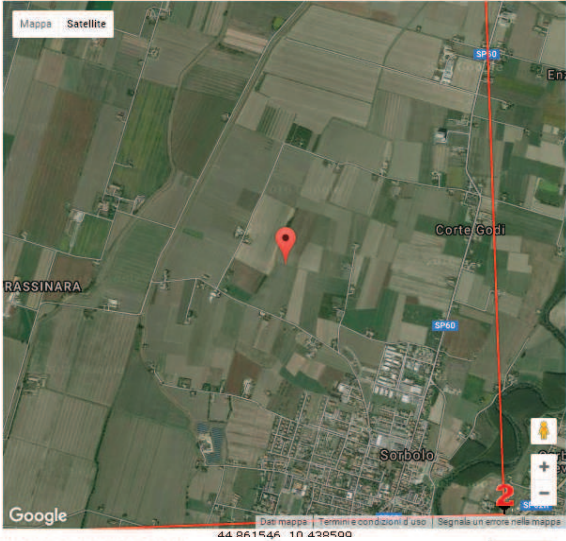
Classe dell'edificio

Cu =

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Mappe Satellite



Google

☒ Visualizza vertici della maglia di appartenenza

(1)* Il software converte i dati dal sistema WGS84 al sistema ED50, prima di elaborare i risultati è comunque possibile inserire direttamente le coordinate nel sistema ED50. I punti sulla mappa sono da considerarsi esclusivamente in coordinate WGS84.
 (2)* Il file creato con "Salva file" può essere importato automaticamente negli applicativi GeoStru.

| Stato Limite | Tr [anni] | a _g [g] | Fo | Tc' [s] |
|---|-----------|--------------------|-------|---------|
| Operatività (SLO) | 30 | 0,039 | 2,557 | 0,232 |
| Danno (SLD) | 50 | 0,048 | 2,537 | 0,267 |
| Salvaguardia vita (SLV) | 475 | 0,104 | 2,606 | 0,308 |
| Prevenzione collasso (SLC) | 975 | 0,132 | 2,597 | 0,318 |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50 | | | | |

CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI

☐ Muri di sostegno ☐ Paratie

☒ Stabilità dei pendii e fondazioni

☐ Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

| | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------------------------------|------|------|------|------|
| Ss * Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,50 | 1,49 |
| Cc * Coeff. funz. categoria | 1,70 | 1,64 | 1,55 | 1,53 |
| St * Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,012 | 0,014 | 0,037 | 0,047 |
| kv | 0,006 | 0,007 | 0,019 | 0,024 |
| Amax [m/s²] | 0,574 | 0,709 | 1,527 | 1,933 |
| Beta | 0,200 | 0,200 | 0,240 | 0,240 |

Figura 4.7 – Parametri sismici sito di intervento

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si è proceduto all'analisi degli aspetti geotecnici dei terreni interessati dalle opere in progetto e alle verifiche geotecniche di cui alle NTC2008 per la valutazione delle problematiche connesse alla realizzazione dell'opera.

In accordo con le prescrizioni riportate nelle "Norme tecniche per le Costruzioni" (D.M. 14.01.2008 pubblicato su G.U. del 04.02.2008), nelle "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008" (Circolare 2 febbraio 2009 n° 617, pubblicata su G.U. n° 47 del 26.02.2009, S.O. n° 27) e nella vigente Legislazione nazionale e locale, è stato eseguito uno studio articolato nelle seguenti fasi principali:

- caratterizzazione geotecnica delle unità litotecniche e definizione dei valori caratteristici dei principali parametri geotecnici;
- definizione delle azioni di progetto (carichi agenti sulla struttura, azioni statiche e dinamiche);
- Verifiche geotecniche delle fondazioni delle opere e della stabilità delle scarpate della vasca.

5.1 Quadro normativo 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

- Decreto Ministeriale 11.03.1988:

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione

- R. D. L. 30 dicembre 1923 n° 3267 – Vincolo Idrogeologico

Riordinamento e riforma della legislazione in materia di boschi e di terreni montani

5.2 Definizione dei valori caratteristici f_k dei parametri geotecnici

Concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7

L'Eurocodice 7: "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules" [1], introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (stati limite ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (stati limite di esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura).

L'EC7, al punto 2.4.5.2 2(P), definisce quanto segue:

"Il valore caratteristico di un parametro geotecnico sarà scelto come una stima cautelativa del valore che influenza l'insorgere dello stato limite".

I punti salienti della precedente definizione sono i seguenti:

- Stima cautelativa: si tratta di una stima (il vocabolo prende in considerazione l'incertezza esistente in geotecnica dovuta alla notevole variabilità delle proprietà dei depositi nonché all'incertezza dovuta alle informazioni non complete generalmente a disposizione tramite prove in situ e di laboratorio), che deve essere a favore della sicurezza.

- Valore che influenza l'insorgere dello stato limite: il valore caratteristico è in funzione dello stato limite considerato, ad esempio la rottura del terreno al collasso verticale della fondazione. Se esaminiamo, invece della rottura al collasso verticale, la rottura allo slittamento, il valore del parametro geotecnico sarà generalmente diverso.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Si pone in evidenza che l'unica metodologia delineata dall'EC7 per la definizione dei valori caratteristici è di natura statistica. Questa non è resa obbligatoria (come vedremo non costituisce un 'principio' e pertanto non deve essere necessariamente adottata dai singoli stati membro); tuttavia, non vengono esplicitamente espressi altri metodi di natura oggettiva, se non, al punto 2.4.5.2 12(P), l'eventuale utilizzo di tavole standardizzate (a discrezione degli stati membro). Il

ricorso a valori caratteristici tabulati ha un costo, che consiste nella maggiorazione della cautela ed il conseguente sovradimensionamento delle strutture di fondazione.

Determinazione valori caratteristici e di progetto

Partendo dai valori medi dei parametri di resistenza al taglio (coesione e angolo di attrito) ricavati dalle indagini, già illustrati nei paragrafi precedenti, si è proceduto alla determinazione analitica dei **valori caratteristici**.

Per **valore caratteristico** s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento; assumere, per esempio, un valore caratteristico di 28° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5% (frattile 5%), vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 28° : quindi **il valore caratteristico k rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.**

I valori caratteristici di c' e ϕ' sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$(1) \phi'_k = \phi'_m (1 + X \cdot V_\phi)$$

$$(2) c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$$

dove:

ϕ'_k = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno;

c'_k = valore caratteristico della coesione;

ϕ'_m = valore medio dell'angolo di attrito;

c'_m = valore medio della coesione;

V_ϕ = coefficiente di variazione (COV) di ϕ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ' ;

V_c = coefficiente di variazione (COV) di c' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c' ;

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

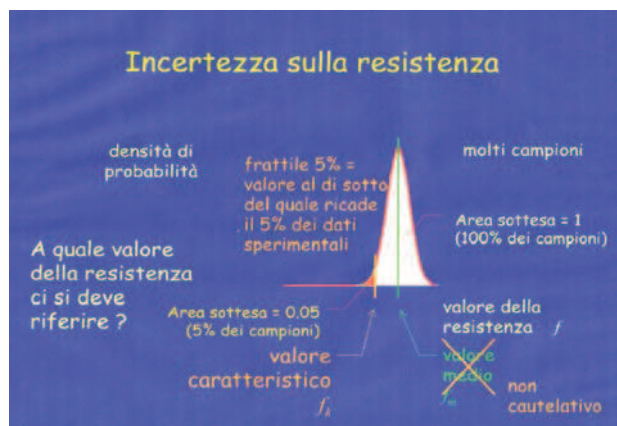


Figura 5.1 - Schema grafico ripreso da Gherzi, 2004 e Aiello, 2009

L'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X uguale a – 1,645 :

| Frattile | 50% | 25% | 10% | 5% |
|----------|-----|-------|-------|--------------|
| X | 0 | 0,674 | 1,282 | 1,645 |

Di conseguenza le precedenti relazioni diventano:

$$(1) \phi'_k = \phi'_m (1 + X \cdot V_\phi)$$

$$(2) c'_k = c'_m (1 + X \cdot V_c)$$

$$(3) \phi'_k = \phi'_m (1 - 1,645 V_\phi^\circ)$$

$$(4) c'_k = c'_m (1 - 1,645 V_c^\circ)$$

° coefficiente di variazione = rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori

In realtà, le **Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici sulle Norme Tecniche** per le Costruzioni indicano che, nelle valutazioni che il geotecnico deve svolgere per una corretta scelta dei valori caratteristici, può essere giustificato assumere valori prossimi a quelli medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità oppure quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti; tali condizioni si verificano nei terreni di sedime di fondazioni superficiali, in corpi di frana e in strutture rigide.

Valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici sono maggiormente giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle

deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni meno resistenti del volume significativo, oppure nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti per insufficiente rigidità; è il caso dei terreni di base dei pali, delle verifiche a scorrimento di un muro.

Nella successiva si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici calcolati sulla base dei dati delle prova CPT.

| | | | | Parametri caratteristici | | |
|------|------------|-------------------|-------------------|--------------------------|-------------------|----------|
| U.L. | Prof. | γ_k | γ_k saturo | Cu_k | Ed_k | ϕ_k |
| n° | m | kN/m ³ | kN/m ³ | kN/m ² | kN/m ² | |
| 1 | 0,00-1,60 | 18,24 | 19,02 | 49,62 | 1532,78 | 18,15 |
| 2 | 1,60-3,70 | 17,65 | 20,59 | 49,72 | 2647,80 | 20,50 |
| 3 | 3,70-5,50 | 17,65 | 20,59 | | 7574,95 | 24,06 |
| 4 | 5,50-15,00 | 17,65 | 20,59 | 98,07 | 8825,99 | 25,08 |

Tabella 5.1 Parametri geotecnici

5.3 Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

5.3.1 Vita nominale

I parametri per il calcolo dell'azione sismica sono stati definiti al cap. 4.3, cui si rimanda per una dettagliata consultazione.

5.3.2 Caratterizzazione delle azioni elementari

Definizioni

AZIONE è qualunque causa o insieme di cause che induce stati limite in una struttura.

Si esplica in modo :

- diretto (Forze concentrate, carichi distribuiti)
- indiretto (variazioni di umidità e T° , ritiro, cedimenti di vincolo, spostamenti)

- degrado endogeno ed esogeno (rispettivamente, alterazione naturale e agenti esterni)

La risposta strutturale è:

- statica (non provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti)
- pseudostatica (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente)
- dinamica (provoca accelerazioni significative della struttura o di sue parti).

Variazione della loro intensità nel tempo :

G – permanenti: agiscono durante tutta la vita nominale V_N della costruzione in modo costante:

- G_1 (peso proprio degli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, pressione dell'acqua se costante nel tempo);
- G_2 (peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni imposti di previsione progettuale);
- P pretensione e precompressione; ritiro e viscosità; spostamenti differenziali.

Q – variabili: hanno valori istantanei diversi fra loro nel tempo : di lunga durata o di

breve durata rispetto alla V_N :

- Q_{k1} azione variabile principale;
- Q_{k2} , Q_{k3} azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla principale.
-

Le Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} , ψ_{2j} deducibili dalla tabella 2.5, NTC.

Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (+ vuol dire : combinato con):

1 - Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

2 - Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili (In zona sismica 4, per costruzioni di tipo 1 e 2, Classe d'uso I e II)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

3- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

4 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

5 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

6 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

| Categoria/Azione variabile | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{2j} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| Categoria A Ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria B Uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria D Ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Categoria H Coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| Neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| Variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

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 | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 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.

5.4 Determinazione della tensione e verifiche degli SLU e SLE

5.4.1 Generalità

Le opere strutturali nel loro complesso, devono essere adeguatamente progettate, eseguite e collaudate, oltre ad essere sottoposte a regolari manutenzioni, con livelli di sicurezza conformi a quanto stabilito nella normativa di riferimento.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici del DM 14 gennaio 2008, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di **stati limite ultimi (SLU)**: capacità di garantire le prestazioni della struttura evitando il collasso, la perdita di equilibrio, crolli sia totali che parziali, provocare danni gravi ambientali e sociali, ecc.;
- sicurezza nei confronti di **stati limite di esercizio (SLE)**: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso; il superamento di uno SLU ha carattere irreversibile (collasso strutturale), mentre per lo SLE può essere sia reversibile che irreversibile.

In particolare gli **stati limite ultimi** si riferiscono a:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce danni strutturali significativi a cui si associa una perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni strutturali;

Mentre gli **stati limite di esercizio** si riferiscono a:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali.

Le *probabilità di superamento* nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella seguente (Figura 5.2).

| Stati limiti | | P_{VR} nel periodo V_R |
|---------------------------|------------|----------------------------|
| Stati limiti di esercizio | <i>SLO</i> | 81% |
| | <i>SLD</i> | 63% |
| Stati limiti ultimi | <i>SLV</i> | 10% |
| | <i>SLC</i> | 5% |

Figura 5.2 - Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Il calcolo dei parametri geotecnici come disposto dalle NTC del 2008, è composto da:

- calcolo del *carico limite*, che rappresenta la pressione che produce la rottura del complesso terreno-opera di fondazione, tale valore limite dipende sia dalle caratteristiche geometriche dell'opera sia dalle proprietà fisico-meccaniche del terreno di fondazione e pertanto non rappresenta una caratteristica intrinseca del terreno;

- determinazione del *fattore di sicurezza* sulla base del *carico di progetto* previsto sulle fondazioni;

- *verifiche di sicurezza* relative agli stati limite ultimi (SLU) o carichi limite e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE)

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure seguenti.

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Rd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'azione, dipendente da diversi coefficienti parziali che esprimono le azioni, i parametri e la geometria del progetto (DOMANDA).

- **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (CAPACITA').

La verifica della suddetta 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) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

L'approccio 1 è più cautelativo dell'approccio 2 in quanto amplifica le azioni permanenti e variabili (coefficienti parziali).

Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLE)

Il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa.

Il grado di approfondimento dell'analisi di interazione terreno-struttura è funzione dell'importanza dell'opera.

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione

$$Ed \leq Cd$$

- dove **Ed** è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e
- **Cd** è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Quest'ultimo deve essere stabilito in funzione del comportamento della struttura in elevazione.

5.4.2 Verifiche geotecniche opere di fondazione

Le verifiche geotecniche per la fattibilità dell'intervento sono state eseguite nelle seguenti condizioni:

- tipologia di fondazione: è stata considerata una fondazione a platea per quanto riguarda i pozzetti con le valvole di non ritorno (dimensioni stimate 2,50m x 2,50m, profondità circa 1,60 m dal p.c.)
- sismica: è stata considerata un'accelerazione max a_g/g di 0.156;
- condizioni di verifica: drenate e non drenate;
- quota della falda: la falda è stata implementata alla profondità di -0,50 m dal p.c. per simulare la saturazione del terreno nella condizione di cassa completamente invasata;

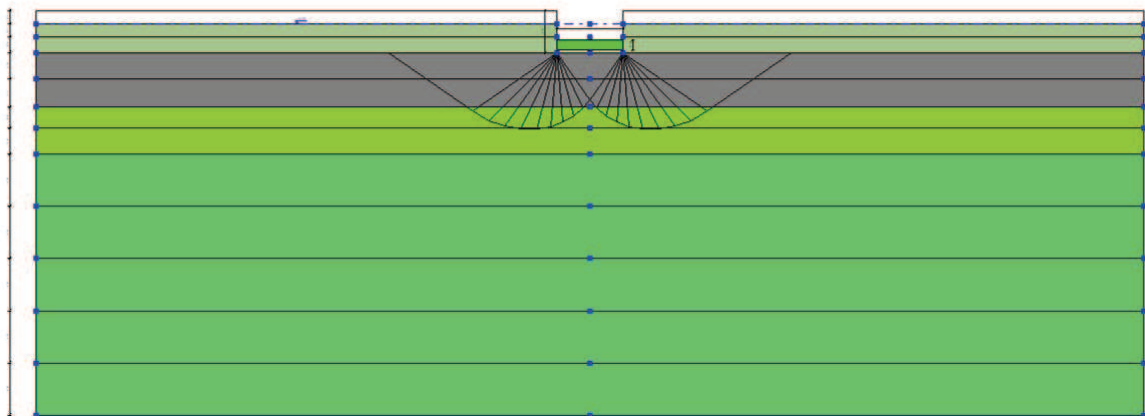


Figura 5.3 – Geometrie delle fondazioni e stratigrafia

- carichi: al momento attuale non è disponibile il valore dei carichi che verranno a gravare sulle fondazioni; non è stato pertanto possibile applicare le tensioni al terreno di fondazione e la verifica eseguita fornisce solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire;

- i dati geotecnici utilizzati per eseguire le verifiche sono riportati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**; nel calcolo si è optato per la condizione che contempla la media pesata delle stratificazioni in quanto più cautelativa;

- Verifiche: per quanto riguarda le verifiche agli SLU è stato utilizzato l'Approccio 2. Inoltre sono state eseguite le verifiche in condizioni sismiche, utilizzando lo stesso Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azioni (carichi) pari a 1 e contemplando gli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di R_d secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995).

Tabella 5.2 - Verifiche geotecniche e coefficienti parziali parametri geotecnici + resistenze

| Nr | Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1)) | 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 | <input type="checkbox"/> | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |
| 2 | <input checked="" type="checkbox"/> | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |
| 3 | <input type="checkbox"/> | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | <input type="checkbox"/> | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

I **risultati delle verifiche geotecniche** sono riportati nell'**Allegato 01** denominato "**VERIFICHE GEOTECNICHE**", mentre nelle tabelle sottostanti sono illustrati i dati salienti delle stesse:

| Nome combinazio ne | Autore | Carico limite [Q_{ult}] (kN/m ²) | Resistenza di progetto [R_d] (kN/m ²) | Tipo rottura | Costante sottofondo (kN/m ²) |
|--------------------------|-------------------------|--|--|--|--|
| A1+M1+R3 | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 237.48 | 103.25 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9499.23 |
| | TERZAGHI (1955) | 216.55 | 94.15 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8661.81 |
| | MEYERHOF (1963) | 221.51 | 96.31 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8860.59 |
| | VESIC (1975) | 256.35 | 111.45 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 10253.84 |
| | Brinch - Hansen 1970 | 246.91 | 107.35 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9876.45 |
| Sisma | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 227.56 | 98.94 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9102.48 |
| | TERZAGHI (1955) | 188.99 | 82.17 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 7559.51 |
| | MEYERHOF (1963) | 200.23 | 87.05 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8009.01 |
| | VESIC (1975) | 238.50 | 103.70 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9540.07 |
| | Brinch - Hansen 1970 | 231.48 | 100.64 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9259.28 |

Tabella 5.3 Carico limite verticale CONDIZIONI DRENATE

| Nome combinazione | Autore | Carico limite $[Q_{ult}]$ (kN/m ²) | Resistenza di progetto $[R_d]$ (kN/m ²) | Tipo rottura | Costante sottofondo $[k]$ (kN/m ³) |
|-------------------|--------------------|--|---|--|--|
| A1+M1+R3 | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 402.14 | 174.84 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 16085.54 |
| | TERZAGHI (1955) | 313.45 | 136.28 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 12537.84 |
| | MEYERHOF (1963) | 375.97 | 163.46 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 15038.76 |
| | VESIC (1975) | 402.14 | 174.84 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 16085.54 |
| | Brinch-Hansen 1970 | 336.72 | 146.40 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 13468.60 |
| Sisma | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 402.14 | 174.84 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 16085.54 |
| | TERZAGHI (1955) | 313.45 | 136.28 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 12537.84 |
| | MEYERHOF (1963) | 375.97 | 163.46 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 15038.76 |
| | VESIC (1975) | 402.14 | 174.84 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 16085.54 |
| | Brinch-Hansen 1970 | 336.72 | 146.40 | * Rottura generale; $i_r=0.0$; $i_{crit}=0.0$ | 13468.60 |

Tabella 5.4 Carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE

Per il calcolo dei fattori di sicurezza secondo quanto previsto nelle nuove “Norme Tecniche delle Costruzioni” è necessario, quando disponibile il carico di progetto, verificare la disuguaglianza esplicitata al paragrafo 4.6.1 e confrontare le resistenze di progetto con la tensione massima progettuale applicata al piano di posa.

Il progettista, quindi, sulla base del valore di pressione progettuale e sulla base del coefficiente di sicurezza reale che sceglierà di adottare, potrà determinare il valore di carico massimo da applicare.

5.4.3 Stabilità delle scarpate naturali della vasca

Generalità

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto di forma e posizione della superficie di scorrimento, dell’assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali.

Per le scarpate in terra, la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Quando sussistano condizioni tali da non consentire una agevole valutazione delle pressioni interstiziali, le verifiche di sicurezza devono essere eseguite assumendo le condizioni più sfavorevoli che ragionevolmente si possono prevedere.

Il livello di sicurezza 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.

$$F_s = \tau_s / \tau_m$$

τ_s = resistenza al taglio disponibile valutata con M1 (NTC);

τ_m = forza 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 (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. 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, in palese contrasto con EC7 e con gli stessi principi di NTC, non viene definito alcun Approccio progettuale.

Infatti, i principi di NTC circa le verifiche di sicurezza richiedono che per ogni stato limite ultimo debba essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \text{ (6.2.1)}$$

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).

Poiché il volume significativo in un pendio è notevole, secondo le Istruzioni del CSLP i parametri caratteristici sono circa uguali ai parametri medi, ossia quelli che sono sempre stati utilizzati in passato.

Alla luce dell'EC7 è più opportuno utilizzare l'approccio statistico (v. II Parte : Applicazioni pratiche) che è più affidabile ed a prova di contestazione da parte degli organi di controllo.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da **m** righe e **n** colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia **mxn** e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili. La ricerca è stata eseguita vincolando la superficie di scorrimento al piede delle scarpate, ritenendo tale cinematismo il più probabile in contesti di questo tipo.

Condizioni di verifica

La ricerca delle superfici di scorrimento potenzialmente attivabili è stata eseguita per le seguenti condizioni ritenute maggiormente critiche:

- condizione di rapido svaso, con falda coincidente al piano di campagna; si tratta di ipotesi cautelativa che non dovrebbe trovare riscontro nella realtà poiché il rilascio delle acque della vasca dovrebbe avvenire gradualmente attraverso collettore di scarico di diametro 300 mm;
- condizione sismica non contemporanea alla condizione precedente, ma con falda attestata a - 1 m dal p.c.

parametri di resistenza

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate; per la prima condizione, al livello superficiale di argille e argille torbose è stata attribuito non solo l'angolo di attrito, ma anche una minima coesione valutata in circa 1/10 del valore della coesione non drenata, ritenendo più realistico tale contributo di resistenza.

Analisi di stabilità

La prima verifica eseguita riguarda la condizione di rapido svaso della vasca, cioè un rapido svuotamento della stessa con contemporanea saturazione del terreno a piano di campagna; in questo caso non è contemplata l'azione sismica, ritenendo la probabilità di contemporaneità delle due condizioni assai remota e troppo cautelativa. **La ricerca delle superfici di potenziale instabilità passanti per il piede della scarpata ha evidenziato un FS minimo a pari a 2,02** (Figura 5.4), che soddisfa le condizioni minime richieste dalla Vigente Normativa Geotecnica (NTC2008 FS 1,1).

La seconda verifica eseguita riguarda la condizione sismica; in questo caso si è considerata la falda attestata alla quota generalmente presente nella zona; **la ricerca ha fornito in questo caso una superficie potenzialmente instabile passante per il piede della scarpata con FS minimo pari a 1,81** (Figura 5.5).

I risultati delle verifiche di stabilità sono riportati nell'**Allegato 02 – STABILITA' SCARPATE VASCA**.

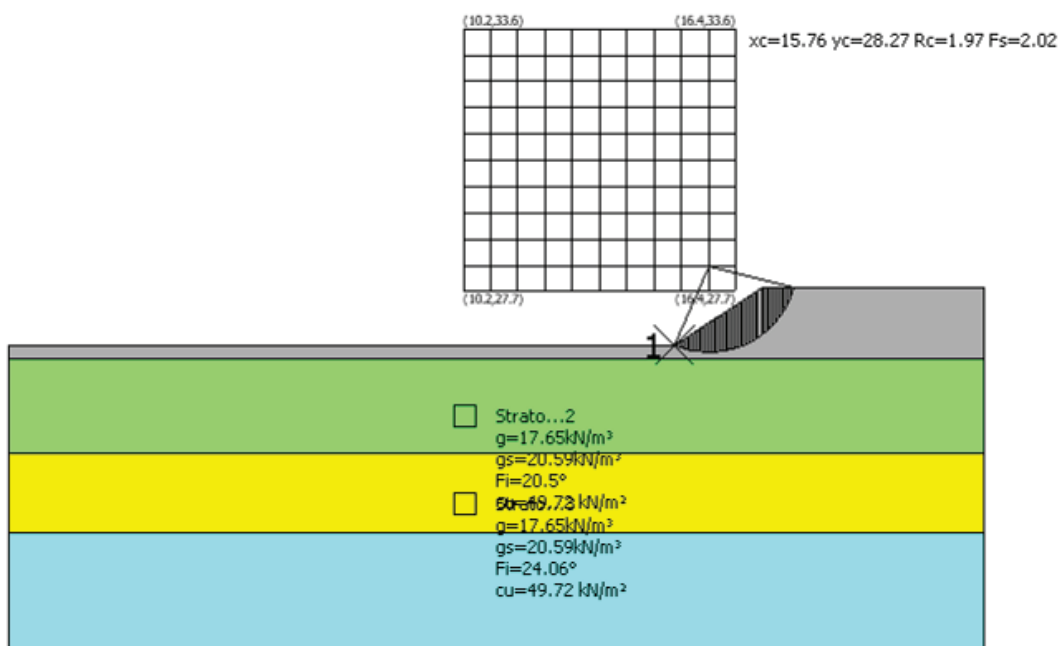


Figura 5.4 analisi di stabilità nella condizione di rapido svasso della vasca

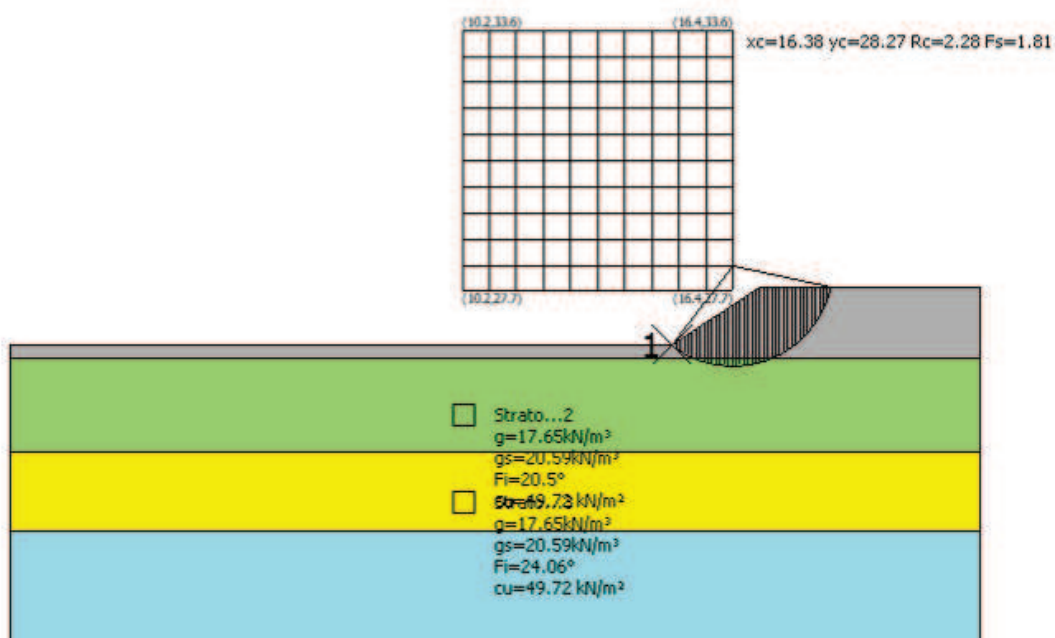


Figura 5.5 analisi di stabilità nella condizione sismica

6. CONCLUSIONI

A seguito di incarico conferito da BF & F Srl – Marella Srl – Miro Radici Finance Spa – Impresa Mora Srl – Baiocchi Achille – Concreta Srl – Conad Centro Nord Soc. Coop., per la redazione dello studio geologico-geotecnico relativo al progetto di **“Vasche di Laminazione nei canali Dugale e Fontanella a servizio del centro abitativo di Sorbolo”**, ubicato a nord-ovest dell’abitato di Sorbolo, nel Comune di Sorbolo (PR), si è proceduto all’analisi degli aspetti geologici, sismici e geotecnici dei terreni interessati dalle opere in progetto per la valutazione delle problematiche ivi presenti e la loro influenza sulla fattibilità dell’intervento.

Dal punto di vista geologico l’area rientra nel Subsistema di Ravenna AES8, caratterizzato da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi: depositi di conoide ghiaiosa e depositi intravallivi terrazzati; in particolare il sito rientra nell’Unità di Modena AES8a, caratterizzata da sabbie prevalenti con livelli e lenti di ghiaie ricoperte da una coltre limoso-argillosa discontinua: depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide e di canale fluviale. Lo spessore massimo dell’unità è di alcuni metri, il periodo di deposizione è l’Olocene. Il sistema deposizionale è quello di PIANA ALLUVIONALE ed è composto da argille e argille limose con contenuto in argilla superiore al 40% di spessore variabile da qualche metro fino a 5-6 m; sono presenti anche livelli di argille organiche con spessori che possono raggiungere 3-4 m

Per la caratterizzazione dei depositi presenti nell’area in oggetto si è fatto riferimento a n° 7 prove penetrometriche statiche tipo CPT eseguite in una urbanizzazione limitrofa all’area in oggetto; la sequenza litostratigrafica, ricostruita sulla base delle indagini geognostiche, è così sintetizzata:

- **UL1:** da 0 a 1,60 m dal p.c. – argille e argille torbose
- **UL2:** da 1,60 a 3,70 m dal p.c. – limi e argille
- **UL3:** da 3,70 a 5,50 m dal p.c. – limi argillosi e limi sabbiosi
- **UL4:** da 5,50 a 15,00 m dal p.c. – limi e argille consistenti

A conclusione dell’analisi geologica si ritiene che l’intervento possa ritenersi fattibile senza particolari problematiche.

Dal punto di vista sismico le analisi evidenziano quanto segue:

- le mappe interattive della pericolosità sismica consultabili sul sito dell’Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia indicano che il territorio del Comune di Sorbolo ricade in un areale in cui si possono verificare terremoti caratterizzati da un’accelerazione massima del suolo (a_{max}) pari a $0.100 \div 0.125 g$;

- Secondo la Classificazione Sismica del Territorio Italiano (pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003) il Comune di Sorbolo risulta classificato nella zona 3 (grado di pericolosità basso);

- la categoria di suolo ai fini sismici del sito è stata attribuita, sulla base di una prova sismica MASW, alla Categoria di Sottosuolo di tipo C *“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_u < 250$ kPa nei terreni a grana fine)”*

- al sito oggetto di intervento, caratterizzato da superfici piane e comunque con deboli inclinazioni (inferiori ai 15°), è stata attribuita una categoria topografica T1;

- le opere di cui al presente progetto sono attribuibili ad una classe d'uso II (affollamento normale) con vita nominale VN pari a 50 anni, e periodo di riferimento VR pari a 50 anni;

- i parametri sismici del sito, calcolati sulla base dei dati di cui sopra, sono riportati nella seguente tabella:

| | |
|--|--------|
| Accelerazione max a_g/g | 0.156 |
| Coefficiente intensità sismica terreno K_h | 0.0374 |
| Coefficiente intensità sismica struttura K_i | 0.1353 |

Le risultanze dello studio sismico hanno consentito la caratterizzazione sismica del sito ed in particolare la definizione dell'azione sismica di riferimento come da Vigente Normativa, necessaria per una corretta progettazione delle opere in cemento armato.

Dal punto di vista geotecnico, lo studio ha fornito le seguenti risultanze:

- è stato effettuato il calcolo dei valori caratteristici sui parametri geotecnici medi e i risultati sono espressi in *Tabella 6.1*:

| n° | Prof. | Parametri-caratteristici | | | | |
|----|------------|--------------------------|---------------------|--------|-----------|----------|
| | | γ_s | $\gamma_{s,saturo}$ | Cu_s | $E_{d,s}$ | ϕ_s |
| n° | m | kN/m³ | kN/m³ | kN/m² | kN/m² | ° |
| 1 | 0,00-1,60 | 18,24 | 19,02 | 49,62 | 1532,78 | 18,15 |
| 2 | 1,60-3,70 | 17,65 | 20,59 | 49,72 | 2647,80 | 20,50 |
| 3 | 3,70-5,50 | 17,65 | 20,59 | | 7574,95 | 24,06 |
| 4 | 5,50-15,00 | 17,65 | 20,59 | 98,07 | 8825,99 | 25,08 |

Tabella 6.1 Parametri geotecnici valori caratteristici

La fattibilità geotecnica dell'intervento è stata indagata impostando le verifiche con i seguenti dati input:

- fondazione a platea per quanto riguarda i pozzetti con le valvole di non ritorno (dimensioni stimate 2,50m x 2,50m, profondità circa 1,60 m dal p.c.);

- Valutazione dell'azione sismica: classe II per le strutture previste, una vita nominale di 50 anni, periodo di riferimento $V_r \geq 50$ anni, una categoria di sottosuolo C e una categoria topografica T1, Accelerazione max a_g/g 0,156.

- Verifiche agli SLU utilizzando l'Approccio 2 di cui alle NTC 2008;

- condizioni drenate e non drenate;

- la falda è stata implementata alla profondità di -0,50 m dal p.c. per simulare la saturazione del terreno nella condizione di cassa completamente invasata;

- Verifiche in condizioni sismiche sempre con l'Approccio 2, inserendo un fattore correttivo delle azione pari a 1 e contemplando gli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione di R_d secondo la teoria di Paolucci e Pecker (1995);

- non essendo disponibile il valore dei carichi che verranno a gravare sulle fondazioni, non è stato possibile applicare le tensioni al terreno di fondazione e le verifiche eseguite forniscono solo i valori del carico limite e delle resistenze di progetto, cui il progettista strutturale dovrà riferirsi per ottenere i fattori di sicurezza che riterrà di conseguire;

I risultati delle verifiche geotecniche sono riportati nelle tabelle sottostanti:

| Nome combinazioni | Autore | Carico limite q [Qult] q (kN/m ²) | Resistenza di progetto [Rd] q (kN/m ²) | Tipo rottura | Costante sottofondo q (kN/m ²) |
|-------------------|----------------------|---|--|--|---|
| A1+M1+R3 | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 237.48 | 103.25 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9499.23 |
| | TERZAGHI (1955) | 216.55 | 94.15 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8661.81 |
| | MEYERHOF (1963) | 221.51 | 96.31 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8860.59 |
| | VESIC (1975) | 256.35 | 111.45 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 10253.84 |
| | Brinch - Hansen 1970 | 246.91 | 107.35 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9876.45 |
| Sisma | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 227.56 | 98.94 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9102.48 |
| * | TERZAGHI (1955) | 188.99 | 82.17 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 7559.51 |
| | MEYERHOF (1963) | 200.23 | 87.05 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 8009.01 |
| | VESIC (1975) | 238.50 | 103.70 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9540.07 |
| | Brinch - Hansen 1970 | 231.48 | 100.64 | *-Rottura generale; $I_r=0.0$; $I_{crit}=30.42$ | 9259.28 |

Tabella 6.2 Carico limite verticale CONDIZIONI DRENATE

| Nome combinazione | Autore | Carico limite $[Q_{ult}]$ (kN/m ²) | Resistenza di progetto $[R_d]$ (kN/m ²) | Tipo rottura | Costante sottofondo $[k]$ (kN/m ³) |
|-------------------|--------------------|--|---|--|--|
| A1+M1+R3 | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 402.14 | 174.84 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 16085.54 |
| * | TERZAGHI (1955) | 313.45 | 136.28 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 12537.84 |
| | MEYERHOF (1963) | 375.97 | 163.46 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 15038.76 |
| | VESIC (1975) | 402.14 | 174.84 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 16085.54 |
| | Brinch-Hansen 1970 | 336.72 | 146.40 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 13468.60 |
| Sisma | | | | | |
| | HANSEN (1970) | 402.14 | 174.84 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 16085.54 |
| | TERZAGHI (1955) | 313.45 | 136.28 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 12537.84 |
| | MEYERHOF (1963) | 375.97 | 163.46 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 15038.76 |
| | VESIC (1975) | 402.14 | 174.84 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 16085.54 |
| | Brinch-Hansen 1970 | 336.72 | 146.40 | *-Rottura generale; $lr=0.0$; $lcrit=0.0$ | 13468.60 |

Tabella 6.3 Carico limite verticale CONDIZIONI NON DRENATE

Come si può notare, le condizioni più critiche sono riferibili alle verifiche in condizioni drenate dove, per la combinazione sismica e il metodo di Terzaghi (1955), si ottiene un carico limite pari a 82,17 kN/m².

Relativamente alle verifiche delle stabilità delle scarpate della vasca, si è proceduto alla ricerca delle superfici di scivolamento potenzialmente attivabili con vincolo passante per il piede della scarpata; sono state ipotizzate superfici di tipo circolare e il calcolo è stato eseguito utilizzando il metodo a conci di Jambu 1967.

Le verifiche sono state eseguite con il software Slope della Geostru ed hanno fornito i seguenti risultati:

- verifica nella condizione di rapido svasso, con piena saturazione del terreno (falda coincidente con p.c.) e vasca vuota, condizioni di verifica drenate F_s minimo pari a 2,02;
- verifica nella condizione sismica, con falda attestata secondo le rilevazioni stagionali della zona e vasca vuota, condizioni di verifica drenate F_s minimo pari a 1,81.

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347

tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com

morimantovani

via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR

tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009

mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

Gli studi condotti hanno evidenziato che l'area interessata dal progetto di **“Vasche di Laminazione nei canali Dugale e Fontanella a servizio del centro abitativo di Sorbolo”**, ubicata a nord-ovest dell'abitato di Sorbolo, nel Comune di Sorbolo (PR), risulta da un **punto di vista geologico, sismico e geotecnico idonea alla realizzazione dell'intervento.**

Parma, martedì 2 agosto 2016

Dott. Geol. Stefano Mantovani



Dott. Geol. Meuccio Berselli



Allegato 01 - “Verifiche geotecniche”

Allegato 02 - “stabilità scarpate vasca”

ALLEGATO 01

VERIFICA FONDAZIONI

VERIFICA n° 1 – condizioni drenate

DATI GENERALI

| | |
|--------------------------|----------|
| Azione sismica | NTC 2008 |
| Larghezza fondazione | 2.5 m |
| Lunghezza fondazione | 2.5 m |
| Profondità piano di posa | 1.6 m |
| Altezza di incastro | 1.6 m |
| Profondità falda | 0.5 |

SISMA

| | |
|--|------------------|
| Accelerazione massima (ag/g) | 0.156 |
| Effetto sismico secondo | NTC(C7.11.5.3.1) |
| Fattore di struttura [q] | 3 |
| Periodo fondamentale vibrazione [T] | 0.572 |
| Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] | 0.0374 |
| Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] | 0.1353 |

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

| | |
|----------------------|---------------------|
| 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 |

dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| S.L. Stato limite | TR Tempo ritorno [anni] | ag [m/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30.0 | 0.38 | 2.56 | 0.23 |
| S.L.D. | 50.0 | 0.47 | 2.54 | 0.26 |
| S.L.V. | 475.0 | 1.02 | 2.61 | 0.31 |
| S.L.C. | 975.0 | 1.29 | 2.6 | 0.32 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera:

Stabilità dei pendii e Fondazioni

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0.57 | 0.2 | 0.0116 | 0.0058 |
| S.L.D. | 0.705 | 0.2 | 0.0144 | 0.0072 |
| S.L.V. | 1.53 | 0.24 | 0.0374 | 0.0187 |
| S.L.C. | 1.9283 | 0.24 | 0.0472 | 0.0236 |

STRATIGRAFIA TERRENO

| Spessore strato [m] | Peso unità di volume [kN/m ³] | Peso unità di volume saturo [kN/m ³] | Angolo di attrito [°] | Coesione [kN/m ²] | Coesione non drenata [kN/m ²] | Modulo Elastico [kN/m ²] | Modulo Edometrico [kN/m ²] | Poisson | Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s] | Coeff. consolid. azione secondaria | Descrizione |
|---------------------|---|--|-----------------------|-------------------------------|---|--------------------------------------|--|---------|---------------------------------------|------------------------------------|-------------|
| 0.5 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 0.5 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL1 |
| 0.6 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL1 |
| 1.0 | 17.65 | 19.61 | 20.5 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 2647.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL2 |
| 1.1 | 17.65 | 19.61 | 20.5 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 2647.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL2 |
| 0.8 | 17.65 | 20.59 | 24.06 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 7574.95 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL3 |
| 1.0 | 17.65 | 20.59 | 24.06 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 7574.95 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL3 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

| Nr. | Nome combinazione | Pressione normale di progetto [kN/m ²] | N [kN] | Mx [kN·m] | My [kN·m] | Hx [kN] | Hy [kN] | Tipo |
|-----|-------------------|--|--------|-----------|-----------|---------|---------|----------|
| 1 | A1+M1+R3 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Progetto |
| 2 | Sisma | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Progetto |
| 3 | S.L.E. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Servizio |
| 4 | S.L.D. | 0.00 | 0.00 | 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.Ca pacità portante orizzontale |
|----|--------------------|---|-------------------|----------------------|---------------------------------|-----------------------------|--|---|
| 1 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |
| 2 | Si | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |
| 3 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 188.99 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 82.17 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 7559.51 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| ===== | |
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 3.21 |
| Fattore forma [Sc] | 1.0 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.26 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.37 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 0.6 |
| 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 |
| ===== | |

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

Resistenza di progetto Carico limite
103.25 kN/m² 237.48 kN/m²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 7.84 |
| Fattore [Nc] | 18.29 |
| Fattore [Ng] | 5.35 |
| Fattore forma [Sc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

Carico limite 216.55 kN/m²
Resistenza di progetto 94.15 kN/m²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 3.13 |
| Fattore forma [Sc] | 1.42 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.18 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.21 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.09 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 1.21 |
| Fattore profondità [Dg] | 1.09 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

Carico limite 221.51 kN/m²
Resistenza di progetto 96.31 kN/m²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

| | |
|-----------------------------------|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 5.78 |
| Fattore forma [Sc] | 1.44 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.24 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |

dott. Meuccio Berselli**Geologo**Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it**Fattore inclinazione**

| | |
|---|------|
| pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.37 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 0.6 |
| 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 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 256.35 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 111.45 kN/m ² |

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 4.28 |
| Fattore forma [Sc] | 1.41 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.24 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.35 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 0.7 |
| 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 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 246.91 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 107.35 kN/m ² |

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 3.21 |
| Fattore forma [Sc] | 1.0 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.26 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.37 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 0.6 |
| 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] | 0.58 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 227.56 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 98.94 kN/m ² |

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 7.84 |
| Fattore [Nc] | 18.29 |
| Fattore [Ng] | 5.35 |
| Fattore forma [Sc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 0.58 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 188.99 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 82.17 kN/m ² |

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

| | |
|--------------|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

Fattore [Ng]

3.13

| | |
|---|------|
| Fattore forma [Sc] | 1.42 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.18 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.21 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.09 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 1.21 |
| Fattore profondità [Dg] | 1.09 |
| Fattore inclinazione carichi [Ig] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 0.58 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 200.23 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 87.05 kN/m ² |

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

| | |
|---|-------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
| Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 5.78 |
| Fattore forma [Sc] | 1.44 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.24 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.37 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 0.6 |
| 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] | 0.58 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|-------------------------|
| Carico limite | 238.5 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 103.7 kN/m ² |

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

| | |
|--------------|------|
| Fattore [Nq] | 6.73 |
|--------------|------|

dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| | | |
|---|--------------------------|-------|
| | Fattore [Nc] | 15.31 |
| Fattore [Ng] | 4.28 | |
| Fattore forma [Sc] | 1.41 | |
| Fattore profondità [Dc] | 1.24 | |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 | |
| Fattore forma [Sq] | 1.35 | |
| Fattore profondità [Dq] | 1.2 | |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione pendio [Gq] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione base [Bq] | 1.0 | |
| Fattore forma [Sg] | 0.7 | |
| 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] | 0.58 | |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 | |
| ===== | | |
| Carico limite | 231.48 kN/m ² | |
| Resistenza di progetto | 100.64 kN/m ² | |
| ===== | | |

VERIFICA n° 2 – condizioni non drenate**DATI GENERALI**

| | |
|--------------------------|----------|
| Azione sismica | NTC 2008 |
| Larghezza fondazione | 2.5 m |
| Lunghezza fondazione | 2.5 m |
| Profondità piano di posa | 1.6 m |
| Altezza di incastro | 1.6 m |
| Profondità falda | 0.5 |

SISMA

| | |
|--|------------------|
| Accelerazione massima (ag/g) | 0.156 |
| Effetto sismico secondo | NTC(C7.11.5.3.1) |
| Fattore di struttura [q] | 3 |
| Periodo fondamentale vibrazione [T] | 0.572 |
| Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] | 0.0374 |
| Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] | 0.1353 |

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

| | |
|----------------------|---------------------|
| 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/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30.0 | 0.38 | 2.56 | 0.23 |
| S.L.D. | 50.0 | 0.47 | 2.54 | 0.26 |
| S.L.V. | 475.0 | 1.02 | 2.61 | 0.31 |
| S.L.C. | 975.0 | 1.29 | 2.6 | 0.32 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

| | |
|--------|-----------------------------------|
| Opera: | Stabilità dei pendii e Fondazioni |
|--------|-----------------------------------|

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0.57 | 0.2 | 0.0116 | 0.0058 |
| S.L.D. | 0.705 | 0.2 | 0.0144 | 0.0072 |
| S.L.V. | 1.53 | 0.24 | 0.0374 | 0.0187 |
| S.L.C. | 1.9283 | 0.24 | 0.0472 | 0.0236 |

STRATIGRAFIA TERRENO

| Spessore strato [m] | Peso unità di volume [kN/m ³] | Peso unità di volume saturo [kN/m ³] | Angolo di attrito [°] | Coesione [kN/m ²] | Coesione non drenata [kN/m ²] | Modulo Elastico [kN/m ²] | Modulo Edometrico [kN/m ²] | Poisson | Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s] | Coeff. consolid. azione secondaria | Descrizione |
|---------------------|---|--|-----------------------|-------------------------------|---|--------------------------------------|--|---------|---------------------------------------|------------------------------------|-------------|
| 0.5 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | |
| 0.5 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL1 |
| 0.6 | 18.24 | 19.02 | 18.15 | 0.0 | 49.62 | 0.0 | 1532.78 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL1 |
| 1.0 | 17.65 | 19.61 | 20.5 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 2647.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL2 |
| 1.1 | 17.65 | 19.61 | 20.5 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 2647.8 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL2 |
| 0.8 | 17.65 | 20.59 | 24.06 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 7574.95 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL3 |
| 1.0 | 17.65 | 20.59 | 24.06 | 0.0 | 49.72 | 0.0 | 7574.95 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL3 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com

morimantovani

via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-----|-------|-----|---------|-----|-----|-----|-----|
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |
| 2.0 | 17.65 | 20.59 | 25.08 | 0.0 | 98.07 | 0.0 | 8825.99 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | UL4 |

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+R3 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Progetto |
| 2 | Sisma | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Progetto |
| 3 | S.L.E. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | Servizio |
| 4 | S.L.D. | 0.00 | 0.00 | 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 | 2.3 | 1.1 |
| 2 | Si | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2.3 | 1.1 |
| 3 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 4 | No | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 313.45 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 136.28 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] --

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 12537.84 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

| | |
|---|------|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.14 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |
| Fattore forma [Sc] | 0.2 |
| Fattore profondità [Dc] | 0.26 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

dott. Meuccio Berselli
Geologo
Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)
C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com

morimantovani
via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

```
=====
Carico limite                      402.14 kN/m²
Resistenza di progetto            174.84 kN/m²
=====
```

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

```
=====
Fattore [Nq]                      1.0
Fattore [Nc]                      5.7
Fattore [Ng]                      0.0
Fattore forma [Sc]                1.0
Fattore forma [Sg]                1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
=====
```

```
Carico limite                      313.45 kN/m²
Resistenza di progetto            136.28 kN/m²
=====
```

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

```
=====
Fattore [Nq]                      1.0
Fattore [Nc]                      5.14
Fattore [Ng]                      0.0
Fattore forma [Sc]                1.2
Fattore profondità [Dc]            1.13
Fattore inclinazione carichi [Ic]  1.0
Fattore forma [Sq]                1.0
Fattore profondità [Dq]            1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]  1.0
Fattore forma [Sg]                1.0
Fattore profondità [Dg]            1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0
=====
```

```
Carico limite                      375.97 kN/m²
Resistenza di progetto            163.46 kN/m²
=====
```

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

```
=====
Fattore [Nq]                      1.0
Fattore [Nc]                      5.14
Fattore [Ng]                      0.0
Fattore forma [Sc]                0.2
Fattore profondità [Dc]            0.26
=====
```

dott. Meuccio Berselli**Geologo**Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it**Fattore correzione**

| | |
|---|-----|
| sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 402.14 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 174.84 kN/m ² |

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

| | |
|---|------|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.14 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |
| Fattore forma [Sc] | 1.2 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 336.72 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 146.4 kN/m ² |

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

| | |
|---|------|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.14 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |
| Fattore forma [Sc] | 0.2 |
| Fattore profondità [Dc] | 0.26 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 402.14 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 174.84 kN/m ² |

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

| | |
|--------------|-----|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.7 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| | | |
|---|--------------------|-----|
| | Fattore forma [Sc] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 313.45 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 136.28 kN/m ² |

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

| | |
|---|------|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.14 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |
| Fattore forma [Sc] | 1.2 |
| Fattore profondità [Dc] | 1.13 |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 |
| Fattore forma [Sq] | 1.0 |
| Fattore profondità [Dq] | 1.0 |
| Fattore inclinazione carichi [Iq] | 1.0 |
| Fattore forma [Sg] | 1.0 |
| Fattore profondità [Dg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 375.97 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 163.46 kN/m ² |

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

| | |
|---|------|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
| Fattore [Nc] | 5.14 |
| Fattore [Ng] | 0.0 |
| Fattore forma [Sc] | 0.2 |
| Fattore profondità [Dc] | 0.26 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 |

| | |
|------------------------|--------------------------|
| Carico limite | 402.14 kN/m ² |
| Resistenza di progetto | 174.84 kN/m ² |

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

| | |
|--------------|-----|
| Fattore [Nq] | 1.0 |
|--------------|-----|

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore
(PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| | | |
|---|--------------------------|--|
| | Fattore [Nc] | |
| Fattore [Ng] | 0.0 | |
| Fattore forma [Sc] | 1.2 | |
| Fattore profondità [Dc] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione carichi [Ic] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione pendio [Gc] | 1.0 | |
| Fattore inclinazione base [Bc] | 1.0 | |
| Fattore correzione sismico inerziale [zq] | 1.0 | |
| Fattore correzione sismico inerziale [zg] | 1.0 | |
| Fattore correzione sismico inerziale [zc] | 1.0 | |
| ===== | | |
| Carico limite | 336.72 kN/m ² | |
| Resistenza di progetto | 146.4 kN/m ² | |
| ===== | | |

5.14

ALLEGATO 02

STABILITA' SCARPATE VASCA

Relazione di calcolo

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

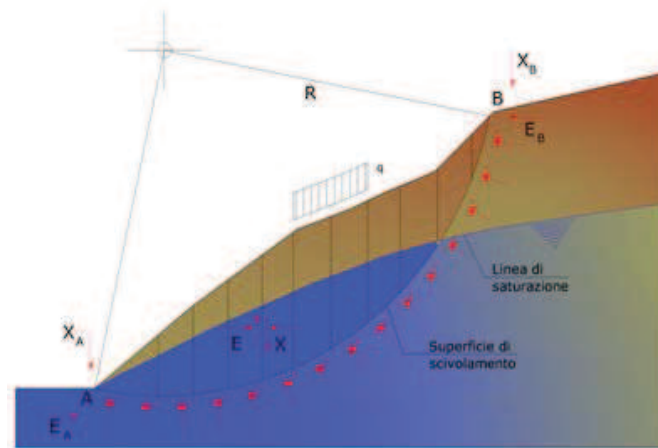
1. .

Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail: meuccioberselli@gmail.com

morimantovani

via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei concii;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

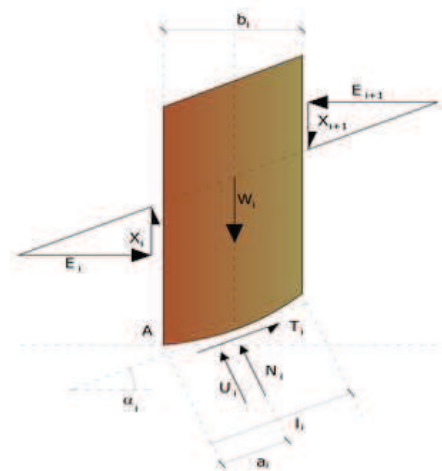
Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione



dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore

(PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347

tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com



via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR

tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009

mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

conviene porre $\alpha = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

$$F_{sm} = F_{sf}$$

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

ANALISI N° 1: CONDIZIONI CRITICA DI RAPIDO SVASO DELLA VASCA**Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)**

| | |
|---|--------------------|
| ===== | |
| Lat./Long. | 44.861546/10.4386 |
| Normativa | NTC 2008 |
| Numero di strati | 4.0 |
| Numero dei conci | 40.0 |
| Grado di sicurezza ritenuto accettabile | 1.1 |
| Coefficiente parziale resistenza | 1.0 |
| Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: | Picco |
| Analisi | Condizione drenata |
| Superficie di forma circolare | |
| ===== | |

Maglia dei Centri

| | |
|--|---------|
| ===== | |
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | 10.23 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 27.67 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 16.38 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 33.6 m |
| Passo di ricerca | 1.0 |
| Numero di celle lungo x | 10.0 |
| Numero di celle lungo y | 10.0 |
| ===== | |

Coefficienti sismici [N.T.C.]

=====

Dati generali

| | |
|---------------|---------------------|
| Tipo opera: | 2 - Opere ordinarie |
| Classe d'uso: | Classe II |

dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L02I845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

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/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30.0 | 0.38 | 2.56 | 0.23 |
| S.L.D. | 50.0 | 0.47 | 2.54 | 0.26 |
| S.L.V. | 475.0 | 1.02 | 2.61 | 0.31 |
| S.L.C. | 975.0 | 1.29 | 2.6 | 0.32 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0.57 | 0.2 | 0.0116 | 0.0058 |
| S.L.D. | 0.705 | 0.2 | 0.0144 | 0.0072 |
| S.L.V. | 1.53 | 0.24 | 0.0374 | 0.0187 |
| S.L.C. | 1.9283 | 0.24 | 0.0472 | 0.0236 |

Vertici profilo

| Nr | X (m) | y (m) |
|----|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 26.45 |
| 2 | 15.0 | 26.45 |
| 3 | 16.95 | 27.75 |
| 4 | 21.95 | 27.75 |

Vertici strato1

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 26.15 |
| 2 | 21.95 | 26.16 |

Vertici strato2

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 24.05 |
| 2 | 21.95 | 24.05 |

Vertici strato3

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 22.25 |
| 2 | 21.95 | 22.25 |

dott. Meuccio Berselli

Geologo

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore

(PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347

tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.com

morimantovani

via Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR

tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009

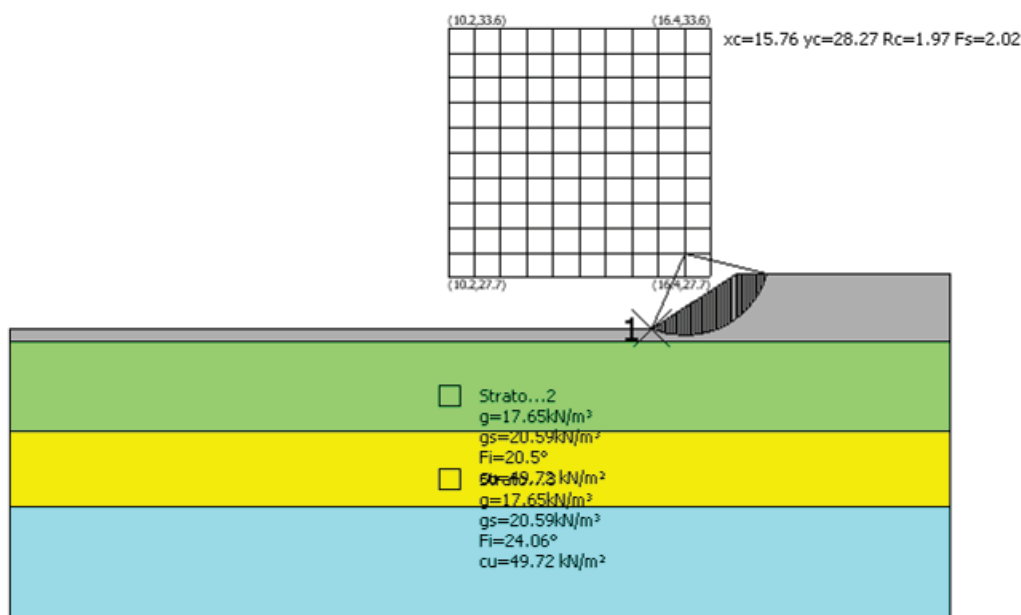
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| | |
|---|------|
| Tangente angolo di resistenza al taglio | 1.25 |
| Coesione efficace | 1.25 |
| Coesione non drenata | 1.4 |
| Riduzione parametri geotecnici terreno | Si |

Stratigrafia

| Strato | Coesione (kN/m ²) | Coesione non drenata (kN/m ²) | Angolo resistenza al taglio (°) | Peso unità di volume (kN/m ³) | Peso saturo (kN/m ³) | Litologia | |
|--------|----------------------------------|---|--|---|-------------------------------------|-----------|--|
| 1 | 4.9 | 49.62 | 18.15 | 18.24 | 19.22 | | |
| 2 | 0 | 49.72 | 20.5 | 17.65 | 20.59 | | |
| 3 | 0 | 49.72 | 24.06 | 17.65 | 20.59 | | |
| 4 | 0 | 98.07 | 25.08 | 17.65 | 20.59 | | |

**Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]**

| | |
|------------------------------|-------------|
| Fs minimo individuato | 2.02 |
| Ascissa centro superficie | 15.76 m |
| Ordinata centro superficie | 28.27 m |
| Raggio superficie | 1.97 m |

xc = 15.763 yc = 28.266 Rc = 1.97 Fs=2.019

dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| Nr. | B m | Alfa (°) | Li m | Wi (kN) | Kh•Wi (kN) | Kv•Wi (kN) | c (kN/m²) | Fi (°) | Ui (kN) | N'i (kN) | Ti (kN) |
|-----|--------|-------------|---------|------------|---------------|---------------|--------------|-----------|------------|-------------|------------|
| 1 | 0.07 | -21.8 | 0.07 | 0.04 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.1 | 0.2 |
| 2 | 0.07 | -19.7 | 0.07 | 0.13 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.2 | 0.2 |
| 3 | 0.07 | -17.6 | 0.07 | 0.21 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.3 | 0.2 |
| 4 | 0.07 | -15.6 | 0.07 | 0.29 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.4 | 0.2 |
| 5 | 0.07 | -13.6 | 0.07 | 0.36 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.4 | 0.2 |
| 6 | 0.07 | -11.6 | 0.07 | 0.43 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.5 | 0.2 |
| 7 | 0.07 | -9.6 | 0.07 | 0.5 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.6 | 0.2 |
| 8 | 0.07 | -7.7 | 0.07 | 0.57 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.6 | 0.3 |
| 9 | 0.07 | -5.7 | 0.07 | 0.63 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.7 | 0.3 |
| 10 | 0.07 | -3.8 | 0.07 | 0.69 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.7 | 0.3 |
| 11 | 0.07 | -1.8 | 0.07 | 0.75 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 0.3 |
| 12 | 0.07 | 0.1 | 0.07 | 0.81 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 0.3 |
| 13 | 0.07 | 2.0 | 0.07 | 0.86 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 0.3 |
| 14 | 0.07 | 4.0 | 0.07 | 0.91 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.9 | 0.3 |
| 15 | 0.07 | 5.9 | 0.07 | 0.96 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.9 | 0.3 |
| 16 | 0.07 | 7.9 | 0.07 | 1.0 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.0 | 0.3 |
| 17 | 0.07 | 9.8 | 0.07 | 1.04 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.0 | 0.3 |
| 18 | 0.07 | 11.8 | 0.07 | 1.08 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.0 | 0.3 |
| 19 | 0.07 | 13.8 | 0.07 | 1.12 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.1 | 0.3 |
| 20 | 0.07 | 15.8 | 0.07 | 1.15 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.1 | 0.3 |
| 21 | 0.07 | 17.8 | 0.07 | 1.18 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.1 | 0.4 |
| 22 | 0.07 | 19.9 | 0.07 | 1.2 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.4 |
| 23 | 0.07 | 21.9 | 0.07 | 1.23 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.4 |
| 24 | 0.07 | 24.0 | 0.07 | 1.25 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.4 |
| 25 | 0.07 | 26.2 | 0.07 | 1.26 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.4 |
| 26 | 0.07 | 28.4 | 0.08 | 1.27 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.4 |
| 27 | 0.07 | 30.6 | 0.08 | 1.28 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.3 | 0.4 |
| 28 | 0.07 | 32.9 | 0.08 | 1.29 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.3 | 0.5 |
| 29 | 0.09 | 35.5 | 0.11 | 1.65 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.7 | 0.6 |
| 30 | 0.05 | 37.9 | 0.06 | 0.9 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.9 | 0.4 |
| 31 | 0.07 | 40.1 | 0.09 | 1.2 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.5 |
| 32 | 0.07 | 42.7 | 0.09 | 1.13 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.5 |
| 33 | 0.07 | 45.4 | 0.09 | 1.05 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.1 | 0.6 |
| 34 | 0.07 | 48.2 | 0.1 | 0.97 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.0 | 0.6 |
| 35 | 0.07 | 51.2 | 0.11 | 0.87 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.9 | 0.6 |
| 36 | 0.07 | 54.4 | 0.11 | 0.77 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 0.7 |
| 37 | 0.07 | 57.9 | 0.13 | 0.65 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.6 | 0.7 |
| 38 | 0.07 | 61.8 | 0.14 | 0.51 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.4 | 0.8 |
| 39 | 0.07 | 66.2 | 0.17 | 0.34 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.0 | 0.9 |
| 40 | 0.07 | 71.7 | 0.21 | 0.13 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | -0.7 | 1.2 |

ANALISI N° 2: CONDIZIONI CRITICA EVENTO SISMICO

Analisi di stabilità dei pendii con: JANBU (1967)

| | |
|---|--------------------|
| Lat./Long. | 44.861546/10.4386 |
| Normativa | NTC 2008 |
| Numero di strati | 4.0 |
| Numero dei conci | 40.0 |
| Grado di sicurezza ritenuto accettabile | 1.1 |
| Coefficiente parziale resistenza | 1.0 |
| Parametri geotecnici da usare. Angolo di attrito: | Picco |
| Analisi | Condizione drenata |
| Superficie di forma circolare | |

Maglia dei Centri

| | |
|--|---------|
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | 10.23 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 27.67 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 16.38 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 33.6 m |
| Passo di ricerca | 1.0 |
| Numero di celle lungo x | 10.0 |
| Numero di celle lungo y | 10.0 |

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

| | |
|----------------------|---------------------|
| 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/s ²] | F0 [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30.0 | 0.38 | 2.56 | 0.23 |
| S.L.D. | 50.0 | 0.47 | 2.54 | 0.26 |
| S.L.V. | 475.0 | 1.02 | 2.61 | 0.31 |
| S.L.C. | 975.0 | 1.29 | 2.6 | 0.32 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

| | |
|--------|-----------------------------------|
| Opera: | Stabilità dei pendii e Fondazioni |
|--------|-----------------------------------|

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|

| | | | | |
|--------|--------|------|--------|--------|
| S.L.O. | 0.57 | 0.2 | 0.0116 | 0.0058 |
| S.L.D. | 0.705 | 0.2 | 0.0144 | 0.0072 |
| S.L.V. | 1.53 | 0.24 | 0.0374 | 0.0187 |
| S.L.C. | 1.9283 | 0.24 | 0.0472 | 0.0236 |

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0374
Coefficiente azione sismica verticale 0.0187

Vertici profilo

| Nr | X (m) | y (m) |
|----|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 26.45 |
| 2 | 15.0 | 26.45 |
| 3 | 16.95 | 27.75 |
| 4 | 21.95 | 27.75 |

Vertici strato1

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 26.15 |
| 2 | 21.95 | 26.16 |

Vertici strato2

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 24.05 |
| 2 | 21.95 | 24.05 |

Vertici strato3

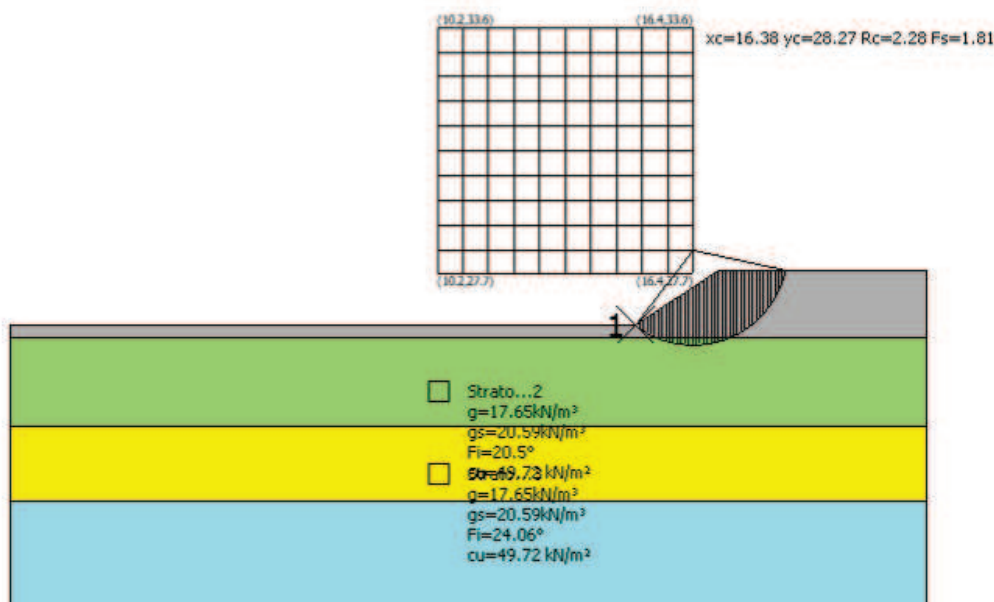
| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 0.0 | 22.25 |
| 2 | 21.95 | 22.25 |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
Coesione efficace 1.25
Coesione non drenata 1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno Si

Stratigrafia

| Strato | Coesione (kN/m²) | Coesione non drenata (kN/m²) | Angolo resistenza al taglio (°) | Peso unità di volume (kN/m³) | Peso saturo (kN/m³) | Litologia | |
|--------|---------------------|------------------------------------|--|------------------------------------|------------------------|-----------|--|
| 1 | 4.9 | 49.62 | 18.15 | 18.24 | 19.22 | | |
| 2 | 0 | 49.72 | 20.5 | 17.65 | 20.59 | | |
| 3 | 0 | 49.72 | 24.06 | 17.65 | 20.59 | | |
| 4 | 0 | 98.07 | 25.08 | 17.65 | 20.59 | | |



Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

Fs minimo individuato

1.81

Ascissa centro superficie 16.38 m
Ordinata centro superficie 28.27 m
Raggio superficie 2.28 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.

xc = 16.378 yc = 28.266 Rc = 2.279 Fs=1.812

| Nr. | B m | Alfa (°) | Li m | Wi (kN) | Kh•Wi (kN) | Kv•Wi (kN) | c (kN/m²) | Fi (°) | Ui (kN) | N'i (kN) | Ti (kN) |
|-----|--------|-------------|---------|------------|---------------|---------------|--------------|-----------|------------|-------------|------------|
| 1 | 0.09 | -35.8 | 0.11 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.4 | 0.4 |
| 2 | 0.09 | -33.0 | 0.11 | 0.3 | 0.01 | 0.01 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.6 | 0.5 |
| 3 | 0.09 | -30.4 | 0.1 | 0.49 | 0.02 | 0.01 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 0.5 |
| 4 | 0.09 | -27.8 | 0.1 | 0.67 | 0.03 | 0.01 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.0 | 0.5 |
| 5 | 0.09 | -25.3 | 0.1 | 0.85 | 0.03 | 0.02 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 0.5 |
| 6 | 0.09 | -22.8 | 0.1 | 1.01 | 0.04 | 0.02 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.3 | 0.5 |
| 7 | 0.09 | -20.4 | 0.1 | 1.16 | 0.04 | 0.02 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.3 | 0.3 |
| 8 | 0.09 | -18.0 | 0.09 | 1.31 | 0.05 | 0.02 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.5 | 0.3 |
| 9 | 0.09 | -15.6 | 0.09 | 1.45 | 0.05 | 0.03 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.6 | 0.3 |

dott. Meuccio Berselli**Geologo**

Via Martiri della Libertà n. 17 – 43054 Mezzano Inferiore (PR)

C.F.: BRS MCC 61L021845N – P. IVA 02104290347
tel/fax 0521-818287 - mail:meuccioberselli@gmail.comvia Strasburgo, 18A • 43123 Parma PR
tel +39 0521239944 • fax +39 0521239009
mail@morimantovani.it • www.morimantovani.it

| | | | | | | | | | | | |
|----|------|-------|------|------|------|------|------|------|-----|------|-----|
| 10 | 0.09 | -13.3 | 0.09 | 1.59 | 0.06 | 0.03 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.7 | 0.3 |
| 11 | 0.09 | -11.0 | 0.09 | 1.72 | 0.06 | 0.03 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.8 | 0.4 |
| 12 | 0.09 | -8.7 | 0.09 | 1.84 | 0.07 | 0.03 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.9 | 0.4 |
| 13 | 0.09 | -6.4 | 0.09 | 1.96 | 0.07 | 0.04 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.0 | 0.4 |
| 14 | 0.09 | -4.1 | 0.09 | 2.07 | 0.08 | 0.04 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.1 | 0.4 |
| 15 | 0.09 | -1.8 | 0.09 | 2.18 | 0.08 | 0.04 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.2 | 0.4 |
| 16 | 0.09 | 0.4 | 0.09 | 2.28 | 0.09 | 0.04 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.3 | 0.5 |
| 17 | 0.09 | 2.7 | 0.09 | 2.37 | 0.09 | 0.04 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.4 | 0.5 |
| 18 | 0.09 | 4.9 | 0.09 | 2.46 | 0.09 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.4 | 0.5 |
| 19 | 0.09 | 7.2 | 0.09 | 2.54 | 0.1 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.5 | 0.5 |
| 20 | 0.09 | 9.5 | 0.09 | 2.62 | 0.1 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.6 | 0.5 |
| 21 | 0.09 | 11.8 | 0.09 | 2.69 | 0.1 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.6 | 0.5 |
| 22 | 0.06 | 13.8 | 0.06 | 1.87 | 0.07 | 0.03 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 1.8 | 0.4 |
| 23 | 0.12 | 16.1 | 0.12 | 3.62 | 0.14 | 0.07 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 3.6 | 0.7 |
| 24 | 0.09 | 18.8 | 0.1 | 2.69 | 0.1 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.7 | 0.6 |
| 25 | 0.09 | 21.2 | 0.1 | 2.64 | 0.1 | 0.05 | 0.0 | 16.7 | 0.0 | 2.6 | 0.6 |
| 26 | 0.09 | 23.7 | 0.1 | 2.58 | 0.1 | 0.05 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.5 | 0.8 |
| 27 | 0.09 | 26.2 | 0.1 | 2.51 | 0.09 | 0.05 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.5 | 0.8 |
| 28 | 0.09 | 28.7 | 0.1 | 2.43 | 0.09 | 0.05 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.4 | 0.8 |
| 29 | 0.09 | 31.4 | 0.11 | 2.35 | 0.09 | 0.04 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.3 | 0.8 |
| 30 | 0.09 | 34.0 | 0.11 | 2.25 | 0.08 | 0.04 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.3 | 0.8 |
| 31 | 0.09 | 36.8 | 0.11 | 2.15 | 0.08 | 0.04 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.2 | 0.8 |
| 32 | 0.09 | 39.7 | 0.12 | 2.03 | 0.08 | 0.04 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.1 | 0.9 |
| 33 | 0.09 | 42.7 | 0.12 | 1.9 | 0.07 | 0.04 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 2.0 | 0.9 |
| 34 | 0.09 | 45.9 | 0.13 | 1.76 | 0.07 | 0.03 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.8 | 0.9 |
| 35 | 0.09 | 49.2 | 0.14 | 1.6 | 0.06 | 0.03 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.7 | 1.0 |
| 36 | 0.09 | 52.8 | 0.15 | 1.41 | 0.05 | 0.03 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.5 | 1.1 |
| 37 | 0.09 | 56.8 | 0.16 | 1.21 | 0.05 | 0.02 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 1.2 | 1.2 |
| 38 | 0.09 | 61.2 | 0.19 | 0.96 | 0.04 | 0.02 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.8 | 1.3 |
| 39 | 0.09 | 66.3 | 0.22 | 0.66 | 0.02 | 0.01 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | 0.2 | 1.6 |
| 40 | 0.09 | 73.0 | 0.31 | 0.27 | 0.01 | 0.01 | 3.92 | 14.7 | 0.0 | -1.1 | 2.1 |