



**Studio di Geologia Tecnica e Ambientale**  
**Dott. Geol. Pietro Pittau - Dott. Pian. Fabio Grasso**

*Via Zardin, 14 - Via Marghine, 22-c  
09016 Iglesias (SU)  
Tel. 3388418324 - 3487812836  
ppittau@yahoo.it -  
fanigrasso@yahoo.it*

# **Concessione mineraria Padulazzu**

(Bentonite ed Argille Smettiche)

Località Padulazzu

Comune di Sassari

Provincia di Sassari

## **RICHIESTA DI RILASCIO DELLA CONCESSIONE MINERARIA**

ALLEGATO 5  
ANALISI DI STABILITA'

*Giugno 2022*

*Committente*

**SSB srl**

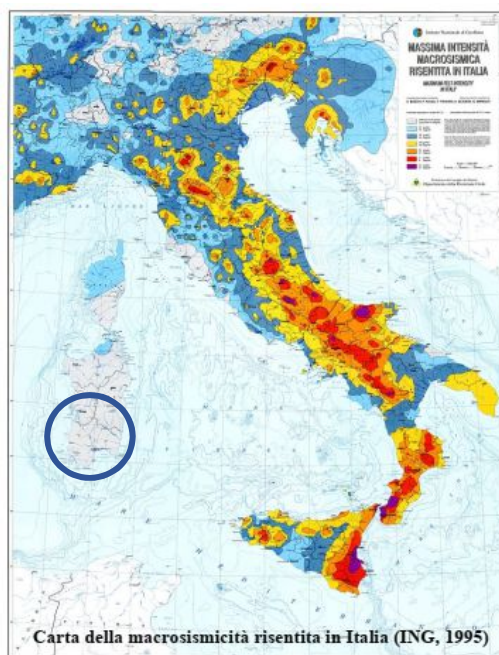
*Via Martini Z.I. Cirras – Santa Giusta (Or)*

## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>Determinazione dei parametri sismici</b>	<b>3</b>
1.1.	Classificazione sismica regionale e zonizzazione sismica	3
1.1.1.	Premessa	3
1.1.2.	Evoluzione sulla classificazione sismica dell'Italia e della Sardegna	3
1.1.3.	Principali eventi sismici in Sardegna e sua sismicità storica	5
1.1.4.	Sismogenetica dell'area	8
1.2.	Classificazione sismica nazionale e norme di riferimento	10
1.3.	Stati limite e relative probabilità di superamento	11
1.4.	Categorie di sottosuolo e amplificazione stratigrafica	12
1.5.	Condizioni topografiche e amplificazione topografica	13
1.6.	Pericolosità sismica del sito	14
1.6.1.	Categoria del sottosuolo	14
1.6.2.	Vita Nominale – $V_N$	15
1.6.3.	Classe d'uso – $C_U$	15
1.6.4.	Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R$	15
1.6.5.	Azione sismica	15
1.6.6.	Condizioni topografiche	15
1.6.7.	Amplificazione topografica	15
1.6.8.	Amplificazione stratigrafica	16
1.6.9.	Parametri sismici	16
1.6.10.	Elaborazione dati sismici del sito	17
<b>2.</b>	<b>Verifiche con Slope Stability Analysis Program (SSAP)</b>	<b>18</b>
2.1.	Metodologia per le verifiche	18
2.2.	Tabella dei parametri geotecnici	20
2.3.	Verifiche di stabilità secondo le norme NTC 2008	20
2.3.1.	Premessa	20
2.3.2.	Valutazione della sicurezza	21
2.4.	Sezione di verifica del fronte di scavo	22
2.5.	Verifica del fronte di scavo in condizioni sismiche e statiche	23
2.5.1.	Verifiche in condizioni sismiche	24
2.5.2.	Verifica in condizione statica	26



Anche la carta della “Massima intensità macrosismica risentita in Italia” del 1995 viene indicata parte della Gallura settentrionale come soggetta ad eventi sismici passati del VI grado M.C.S..



Vediamo come gli studi basati sulla sismicità storica, per quanto parziali e incompleti sulla Sardegna quantomeno individuano nell'Isola settori soggetti a possibili eventi tellurici di una certa consistenza, ma in tempi più recenti sia con l'emanazione dell'O.P.C.M. 3274, e ora con il D.M. 14 gennaio 2008 la Sardegna viene nella sua totalità classificata in zona 4, pur non essendo stato effettuato uno studio specifico sul picco di accelerazione PGA atteso.



### 1.1.3. Principali eventi sismici in Sardegna e sua sismicità storica

Sporadici studi sono stati compiuti in tal senso, per lo più concentrati nella Sardegna settentrionale, ritenuta come più “promettente” dal punto di vista di eventuali tracce di una paleosismicità per via della sua relativamente recente attività effusiva Plio-Quaternaria, le ultime della Sardegna, fenomeni diagnostici di una possibile attività tettonica ancora in corso.

La ricerca ha riguardato lo studio di tracce in crolli, dislocamenti e torsioni nei caratteristici monumenti megalitici sardi (Nuraghi e Domus de Janas).

Le analisi condotte fino a questo momento, hanno evidenziato un certo riscontro tra la distribuzione di danneggiamenti strutturali e trend omogenei nell'orientazione dei crolli di torri nuragiche e la loro disposizione lungo faglie di importanza regionale, correlata ad attività vulcanica Plio-Quaternaria relativamente recente.

Gran parte degli studi hanno interessato la Sardegna settentrionale e nello specifico parte del Logudoro e del Goceano.

- 1616** Il primo terremoto storico noto in Sardegna, venne avvertito a Cagliari il 4 giugno del 1616, testimoniato da una piccola iscrizione marmorea nel Duomo: “A.D. 4 juni terremotus factus est 1616”. Recenti studi hanno dimostrato come l'evento abbia interessato un'area piuttosto vasta, che si estendeva nel settore sud-orientale della Sardegna l'evento colpì il litorale di Villasimius, il golfo di Cagliari, le torri di Cala Pira, San Luigi, l'Isola di Serpentara, di Porto Giunco, l'Isola dei Cavoli. Testimonianze dell'epoca riferiscono veri e propri momenti di panico tra la popolazione dell'hinterland cagliaritano. Il sisma creò danni a strutture esistenti, infatti recenti studi basati sul ritrovamento di documenti datati tra agosto e dicembre del 1616 testimoniano la necessità di dover procedere al restauro di otto torri difensive, “resosi necessario per le lesioni determinate da una scossa di terremoto avvenuta appunto nel giugno precedente”. Dai dati noti è possibile ipotizzare una scossa piuttosto forte, con una intensità compresa tra il 6° e il 7° grado della scala Mercalli (magnitudo ~ 5.5-6.0). L'ubicazione dell'epicentro rimane incerta, a seconda degli studiosi viene indicato nei pressi di Siliqua nella zona di Acquafrredda, più recentemente lo si ipotizza in mare aperto, non distante dalla costa. In questo caso il sisma sarebbe quindi una conseguenza della dinamica del bacino del Tirreno meridionale.
- 1771** Il secondo venne avvertito prevalentemente a Cagliari, ma anche a Iglesias e nell'Isola di San Pietro la sera del 17 agosto del 1771. Il sisma di media entità approssimativamente del 4° grado Mercalli (magnitudo ~4) non produsse danni, ma gli effetti furono ben percepiti nelle abitazioni con vibrazioni nelle strutture in legno, oscillazioni di vetri, vasellame e mobili. L'epicentro di queste due manifestazioni sismiche sono individuati a circa 30 Km a Nord-Ovest di Cagliari, nella località di “s'Acqua Cotta” tra Villasor e Villacidro dove si hanno delle manifestazioni idrotermali in corrispondenza di una faglia profonda.
- 1838** avvertito il 2 febbraio alle ore 22.30 nei pressi di Sant'Antonio di Gallura, magnitudo 4.83
- 1855** la letteratura ci tramanda assai pochi dati a proposito di questo evento sismico: sentito leggermente a Sanluri e Gergei, con probabile epicentro nella zona di Sardara, dove vi è una faglia molto estesa.
- 1855** avvertito a Muravera, con epicentro probabile nei pressi di Capo Ferrato. Però non è possibile dire se in terra o in mare o in prossimità della costa. Si ritiene che nella zona vi siano centri eruttivi recenti.
- 1870** un episodio di cronaca cita una scossa sismica del 5° grado della scala Mercalli (magnitudo ~ 4.8) di due secondi avvertita a Bitti il 4 luglio 1870, creò un po' di panico tra la popolazione. L'epicentro è collocato dai cataloghi sismici presso Ittireddu (Ozieri), in una zona geologicamente complessa e disturbata.
- 1887** a Sassari ed Alghero venne avvertito un terremoto la mattina del 23 febbraio 1887, con scosse in senso ondulatorio, in coincidenza di un fenomeno analogo registrato in Liguria. L'epicentro dovrebbe essere in mare ad una distanza di 30-35 Km dalla costa (3°-4° Mercalli, magnitudo ~ 4.2-4.5).
- 1924** scosse sismiche vengono registrate nella Sardegna nord-occidentale.
- 1948** questo è il primo sisma di cui si dispongono dati strumentali di molte stazioni sismiche italiane ed europee, nonché di notizie macrosismiche più precise e abbondanti. L'evento interessò la Sardegna settentrionale ed in particolare in alcuni paesi della Gallura venne avvertito un terremoto del 6° grado della scala Mercalli il 13 novembre 1948 alle 9.52. Produsse danni agli edifici situati nei paesi circostanti la zona di Tempio Pausania: particolarmente colpiti risultarono Aggius, Trinità d'Agultu e

Badesi. Dal 13 novembre in poi vennero avvertite una ventina di repliche con intensità decrescente. Le più intense furono quelle del 16, del 21 e dell'8 dicembre, con intensità valutata sul 4° o al massimo del 5° grado della scala Mercalli. L'epicentro era in mare, a poca distanza dalla costa. Dall'esame dell'andamento degli effetti nei vari centri interessati dal sisma si riscontra un andamento piuttosto regolare nella propagazione dell'energia, salvo nella zona di Giave e Ittireddu, ove l'irregolarità può essere causata dal passaggio delle onde sismiche dal basamento granitico alla copertura sedimentaria. Questa considerazione spiega come la scossa abbia prodotto effetti del 4° Mercalli a Bono, mentre a Florinas e a Sassari non ha superato il 3°, nonostante siano decisamente più vicine all'epicentro. La natura sedimentaria dei sedimenti su cui fondano queste ultime, pur esaltando le sollecitazioni all'ingresso della coltre sedimentaria, determinano successivamente un notevole assorbimento di energia. In base alle registrazioni strumentali si è calcolato una magnitudo pari a 5, e confrontando questo dato con la scala Mercalli si ottiene che all'epicentro la scossa è stata del 7°. Tenendo conto della posizione dell'epicentro in mare, a poca distanza dalla costa, si ha una conferma della valutazione per i paesi della Gallura di una intensità massima pari al 6°.

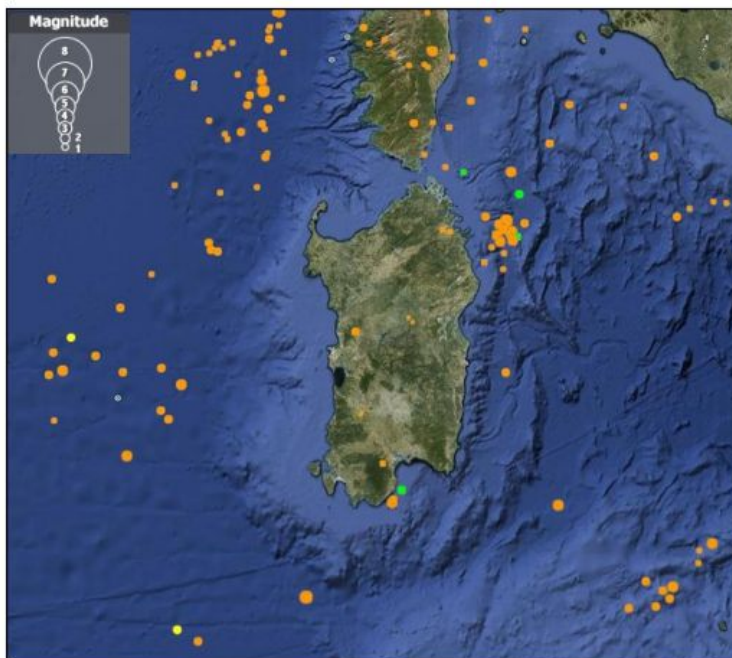
- 1960** terremoto del 5° grado della scala Mercalli (magnitudo ~ 4.8) con epicentro nei dintorni di Tempio.
- 1977** il 18 settembre del 1977, alle 11.45 viene percepita una scossa di terremoto classificata del 7° grado della scala Mercalli nella Sardegna meridionale, in particolare a Cagliari, ma la scossa viene ben percepita anche ad Oristano. L'epicentro viene individuato al largo dell'Isola di Sant'Antioco ed è legato all'attività di un vulcano sottomarino che si trova a 3000 metri di profondità, battezzato con il nome "Quirino".
- 2000** il 26 aprile 2000 alle 15.30 vengono percepite delle scosse sismiche nella Sardegna nord occidentale. Si tratta di due scosse in mare aperto con epicentro al largo di Posada, 20 miglia a est, di magnitudo 4.0 e 4.5.
- 2004** tra il 12 e il 18 dicembre 2004, una sequenza sismica di moderata energia (con massima magnitudo pari a 4.5) ha interessato un'area posta al largo della costa nord-orientale sarda, di fronte ai comuni di Siniscola, San Teodoro e Olbia.
- 2006** il 23 marzo 2006 alle 23.45 una scossa di terremoto è stata registrata ed avvertita a Cagliari e nei centri sud-occidentali dell'Isola. La Rete Sismica Nazionale, INGV, ha registrato un sisma di magnitudo 3,4 sulla scala Richter. L'epicentro è stato localizzato al largo di Capo Spartivento. I comuni interessati sono stati Pula, Villa San Pietro, Domus de Maria, Sarroch, Teulada, Capoterra, Santadi, Sant'Anna Arresi, Piscinas, Nuxis, Cagliari, Masainas, Villaperuccio, Giba, Elmas, Quartu Sant'Elena, Quartucciu, Selargius, Narcao, Assemini.
- 2009** il 5 febbraio 2009 è stata avvertita dalla popolazione una scossa sismica sulla costa nord occidentale della Sardegna. L'epicentro è stato localizzato nel Mar Tirreno centrale a circa a 50 km ad ovest rispetto al comune di Olbia. Dalle verifiche effettuate dalla Sala Situazione Italia del Dipartimento della Protezione Civile non risultano danni a persone o cose. Secondo i rilievi l'evento sismico è stato registrato alle ore 16.02, con una magnitudo di 4.3 e si colloca ad una profondità di circa 30 km.
- 2010** il 10 novembre 2010 è stata avvertita una scossa di terremoto di magnitudo 4.1 nelle città di Sassari e Porto Torres intorno alle 19. L'epicentro è stato localizzato a circa 200 chilometri dalla costa, fra Porto Torres e la Francia occidentale. La scossa è stata segnalata dal "Bureau central sismologique Français" ma non dall'Istituto nazionale di geofisica, essendo avvenuta in acque territoriali francesi. Secondo l'istituto il sisma si è verificato alle 19.23 al largo in mare a sud est di Tolone. L'onda sismica ha poi raggiunto anche la costa nord della Sardegna, facendosi sentire in particolare a Sassari e Porto Torres dove, a parte l'allarme della popolazione, non ha avuto nessuna ripercussione su persone o cose.
- 2011** alle 19,21 del 7 luglio del 2011, a 100 chilometri a ovest di Ajaccio si è verificato un terremoto di magnitudo 5,3 che è stato avvertito anche nella Sardegna settentrionale. Non sono stati segnalati problemi alle persone o alle cose.
- 2012** Un terremoto di magnitudo 4,6 è stato registrato alle ore 04,37 italiane del 4 marzo 2012, in mare, al largo della costa occidentale della Corsica a 88 chilometri al largo di Ajaccio. Il terremoto è stato rilevato a una profondità di due chilometri ed è stato avvertito distintamente anche in Sardegna. Le verifiche effettuate dalla sala situazione Italia del Dipartimento della Protezione civile hanno confermato che non ci sono stati danni. La scossa è stata avvertita anche in Corsica e a Marsiglia e nel sud della Francia.
- 2015** Telti nell'ottobre del 2015. Un evento così lieve che nessuno se ne accorse, a parte gli strumenti dell'Istituto nazionale di geofisica: magnitudo 2,4 a una profondità di 10 chilometri.
- 2019** 30 marzo Scossa di magnitudo 1,5 a 3 chilometri di profondità, tra l'isola dei Cavoli e quella di Serpentara, nelle acque di Villasimius, nel sud Sardegna; 4 aprile Una scossa di magnitudo 1.7 sulla scala Richter è stata localizzata vicino a Punta



Scala Sirboni, a 13 km a sud di Tertenia, in Ogliastra, dai sismografi dell'INGV; 12 agosto Una scossa di terremoto pari a 2.8 gradi della scala Richter è stata registrata a Sant'Antonio di Gallura in Gallura dai sismografi del Laboratoire de Détection et de Géophysique; 22 settembre Una scossa di magnitudo ML 2.0 è stata individuata a 5 chilometri a ovest di Samassi e a una profondità di 10 chilometri, nel medio Campidano, dalla Sala Sismica dell'Istituto nazionale di geofisica e vulcanologia di Roma.

**2020** Il sisma si è registrato alle 00.46 del 18 febbraio nel mar Tirreno centrale, al largo della costa nw della regione. I dati dell'Ingv: ipocentro a 23 chilometri di profondità, epicentro 61 chilometri a est di Olbia. Non segnalati danni a persone e cose.

**2021** Un terremoto di magnitudo Mwp 6.2 è stato localizzato dall'INGV alle ore 01:04 del 18 marzo. L'epicentro è stato localizzato in mare, a nord dell'Algeria, ad una profondità di circa 13 km, 21 km NNE da Bejaïa e 83 km NNW da Sétif. Nelle ore successive è stato localizzato un altro evento di magnitudo 5.3 e altri eventi di magnitudo minore. Il terremoto è stato risentito anche in Sardegna. Il 30 agosto la terra ha tremato ad Ottana, dove i sismologi affermano esserci una piccola faglia, magnitudo 1.4 e profondità di 10 chilometri, se ne sono accorti solo i sismografi. L'8 settembre trema il fondale marino tra Bari Sardo e Tortolì, magnitudo di 1.4 ad una profondità di 10 chilometri. Anche in questo caso una scossa non percepita dalle persone ma solo dagli affinatissimi strumenti dell'INGV. Il 18 ottobre, terremoto di magnitudo 1.3 si è verificato alle 9,43 nella zona di Ottana, a una profondità di 10 chilometri.



Carta degli epicentri degli eventi sismici registrati dagli anni '70 ad oggi entro un raggio di 300 km dal centro Sardegna.

Di seguito si riporta la mappa tratta dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani DBMI15.

DBMI15, è consultabile liberamente all'indirizzo <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15> e attraverso il "web service" dell'Archivio Storico Macrosismico Italiano (ASMI) all'indirizzo

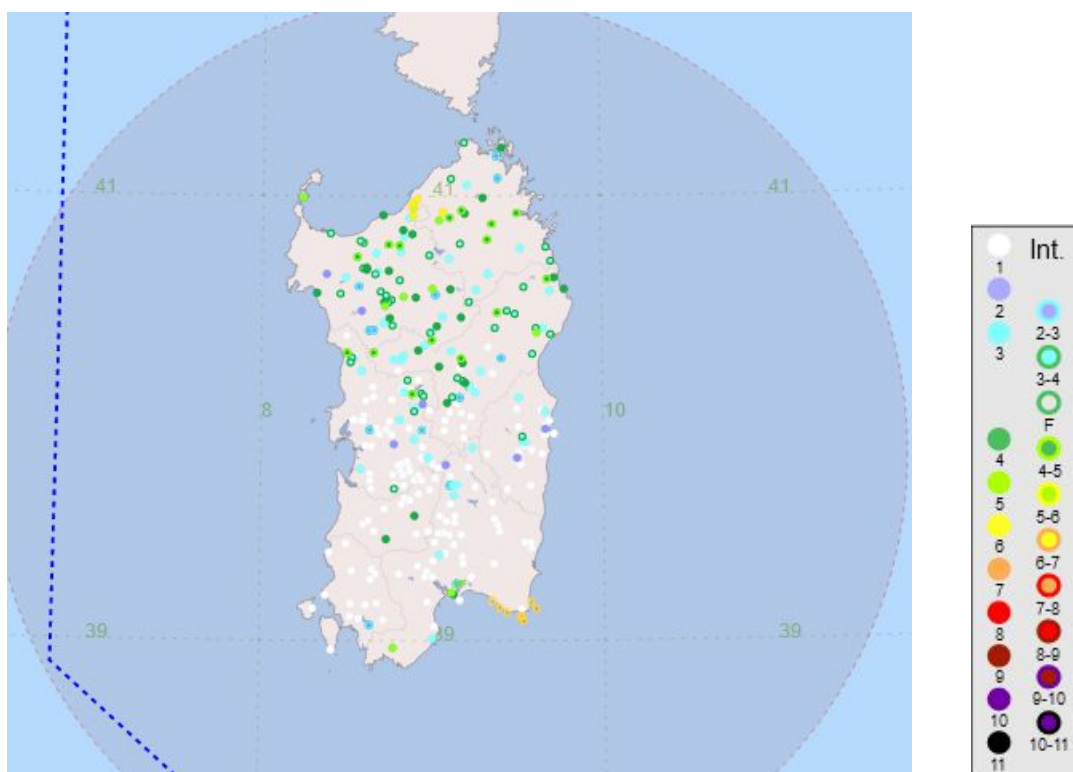
<https://emidius.mi.ingv.it/ASMI/services/>

DBMI15 è un prodotto scientifico dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) la cui realizzazione ha richiesto anni di lavoro e raccoglie il frutto della ricerca di diversi autori di diversi enti.

La fonte è la seguente:

Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Antonucci A. (2021). Database Macrosismico Italiano (DBMI15), versione 3.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

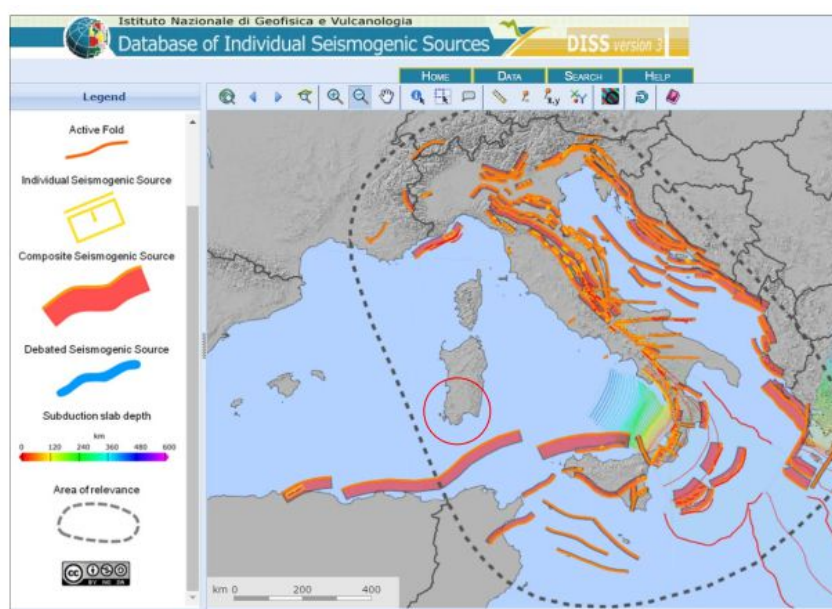
<https://doi.org/10.13127/DBMI/DBMI15.3>



#### 1.1.4. Sismogenetica dell'area

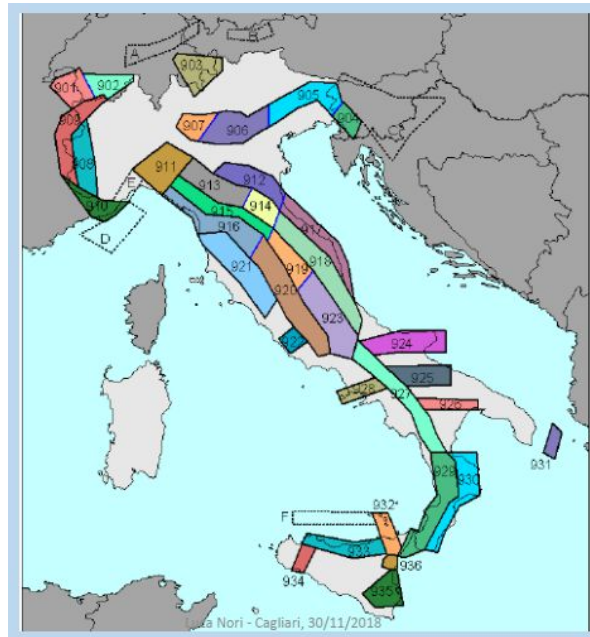
Al largo delle coste della Sardegna, non sono presenti aree o strutture sismogenetiche, ad eccezione della struttura presente a sud dell'isola dovuta al movimento di subduzione della placca Africana.

Tali affermazioni trovano conferma dalla consultazione dello strumento cartografico DISS (Database of Individual Seismogenic Sources).



La non pericolosità sismica dall'area in studio è confermata anche dal fatto che essa non ricade all'interno di nessuna zona sismogenetica ZS9 (zonizzazione sismogenetica del territorio italiano, che prevede una suddivisione in 36 zone i cui limiti sono stati tracciati sulla base di informazioni tettoniche o geologico-strutturali e di differenti caratteristiche della sismicità).

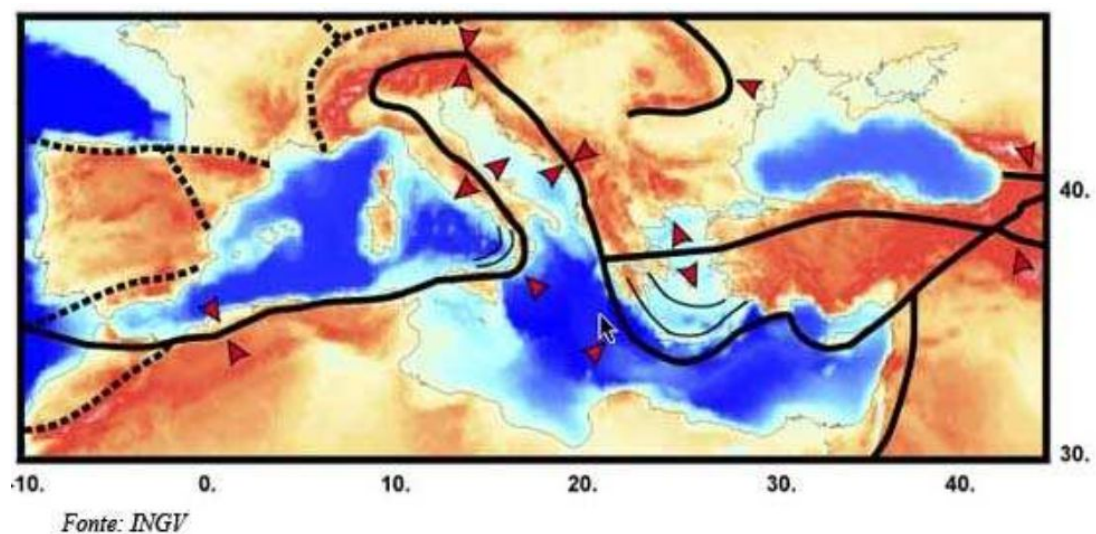




Ogni zonizzazione sismogenetica è caratterizzata da un definito modello cinematico il quale sfrutta una serie di relazioni di attenuazioni stimate sulla base di misurazioni accelerometriche effettuate sia sul territorio nazionale che europeo. Sulla base di tali zone, per tutto il territorio italiano, sono state sviluppate le carte della pericolosità sismica. Infatti, in seguito all'emanazione dell'O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, dopo l'elaborazione della ZS9, è stato redatto a cura di un gruppo di lavoro dell'INGV un documento denominato "Redazione della mappa di pericolosità sismica".

La pericolosità viene definita come la probabilità di eccedenza di un parametro descrittivo del moto del terreno in un determinato intervallo di tempo. Tale parametro è espresso generalmente in termini di accelerazione al bedrock mediante metodi probabilistici che consentono di associare una probabilità, e quindi una incertezza, a un fenomeno tipicamente aleatorio quale il terremoto.

La Sardegna, come è possibile notare nella figura sottostante, per la sua posizione rispetto all'andamento della linea nera continua, non risenta particolarmente di eventi sismici.



## 1.2. Classificazione sismica nazionale e norme di riferimento

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008, successivamente confermate con le NTC 2018) hanno modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ciascuna zona intesa come territorio comunale, precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Dal 1 luglio 2009, con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni, per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera.

Un valore di pericolosità di base, dunque, definito per ogni punto del territorio nazionale, su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali.

La classificazione sismica (zona sismica di appartenenza del comune) rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

La pericolosità sismica in un generico sito deve essere descritta in modo da renderla compatibile con le NTC e dotarla di un sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali.

La parte relativa alla determinazione delle azioni sismiche (allegati A e B del D.M. 81/08) rappresenta una delle principali novità del nuovo testo normativo: definitivamente abbandonato il concetto di "Zone Sismiche", il documento introduce un nuovo metodo di calcolo che considera la maglia elementare di riferimento come più preciso parametro per la classificazione sismica del territorio.

Il territorio nazionale ora viene catalogato con ben 10751 punti disseminati in modo omogeneo sul territorio nazionale.

La maglia tipica è grosso modo quadrata con lato di 5,5 km circa, quindi si è in grado di determinare, dato un certo punto geografico, quale terremoto ha una certa probabilità di verificarsi.

La rappresentazione grafica dello studio di pericolosità sismica di base dell'INGV, da cui è stata tratta la tabella A1 delle NTC, è costituita da mappe di pericolosità Sismica del Territorio Nazionale, espressa in termini di accelerazione massima del suolo in funzione della probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento considerato.

Le Norme Tecniche utilizzano gli stessi nodi su cui sono state condotte le stime di pericolosità sismica da parte di INGV.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/> o dai vari software che consentono il calcolo dei parametri sismici e relativi spettri di risposta.

Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle forme spettrali di sito.

Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  = 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.

Questi tre parametri sono definiti sempre in corrispondenza dei punti del reticolo di riferimento suddetto, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 975 anni).

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche di progetto, noti i parametri di progetto, deve essere però valutata anche l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie (risposta sismica locale).

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

$$VR = VN \times CU$$

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

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella sottostante Tabella 2.4.I (NTC 2018).

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

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

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni secondo la norma NTC 2018, sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

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

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

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

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito, al variare della classe d'uso, come nella sottostante tabella 2.4.II (NTC 2018).

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

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

### 1.3. Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

**Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

**Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

**Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

**Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tabella 3.2.I

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

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

#### 1.4. Categorie di sottosuolo e amplificazione stratigrafica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi.

In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tabella 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_S$ .

I valori di  $V_S$  sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

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

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC. Per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 di seguito indicate, è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensibilità possa comportare fenomeni di collasso del terreno. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. In mancanza di tali determinazioni, la forma spettrale su sottosuolo di categoria **A** è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico  $S_s$ , il coefficiente topografico  $S_T$  e il coefficiente  $C_c$  che modifica il valore del periodo  $T_C$ .

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tabella 3.2.IV, nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.

**Tab. 3.2.IV** – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

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

### 1.5. Condizioni topografiche e amplificazione topografica

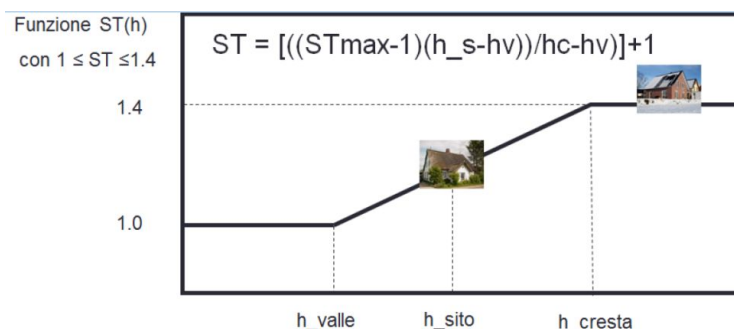
Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tabella 3.2.III):



Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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



Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tabella 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite in precedenza e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

## 1.6. Pericolosità sismica del sito

Il sito in oggetto, si caratterizza per una morfologia pianeggiante che diventerà in pendenza per la presenza degli scavi. Le caratteristiche geologiche sono omogenee su tutta l'area interessata dall'intervento.

Con riferimento al contesto litostratigrafico e tettonico della zona è possibile utilizzare, per la definizione della pericolosità sismica, l'approccio semplificato, in quanto non è stata individuata nell'area un contesto in cui si possono verificare amplificazioni sismiche significative dovute a zone di faglie attive, liquefazione o instabilità dei versanti.

### 1.6.1. Categoria del sottosuolo

Per lo studio della pericolosità sismica di base, è necessario valutare la variazione dei valori dell'accelerazione massima su suolo rigido di riferimento, attraverso la propagazione dalla zona d'origine (sorgente sismica) alla superficie. La norma consente la stima della risposta sismica locale mediante la valutazione delle caratteristiche dei terreni sciolti disposti a ricoprimento della formazione rigida (effetto "locale"). Sulla base della natura litologica, dei rilievi in superficie e dalla ricerca bibliografica dei terreni affioranti e sottostanti l'area di intervento, è stata attribuita al sito la categoria di sottosuolo secondo le NTC 2018, riassunta nella 3.2.II. Le indagini sismiche eseguite in aree con caratteristiche topografiche e litostratigrafiche simili, consistite in profili sismici con tecnica MASW (Multichannel Analysis for Surface Waves), per la definizione delle onde Vs, hanno prodotto risultati che, ai sensi del NTC 2018, collocano i terreni di sedime dell'area in oggetto in **categoria D** ossia a terreni coesivi da poco a mediamente addensati.

### 1.6.2. Vita Nominale – $V_N$

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tabella 2.4.I (NTC 2018), nel nostro caso  $V_N$  è uguale a 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

### 1.6.3. Classe d'uso - $C_U$

La normativa definisce, in presenza di azione sismica, 4 classi di costruzioni in base al loro utilizzo, nel nostro caso, la classe d'uso attribuita è la II, pertanto il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è 1,0 come indicato nella tabella 2.4.II (NTC 2018).

### 1.6.4. Periodo di riferimento per l'azione sismica – $V_R$

La normativa NTC 2018 prevede, quindi, la definizione di un periodo di riferimento  $V_R$  per le azioni sismiche su ciascuna costruzione ottenibile dalla formula  $V_R = V_N \times C_U$ , nel caso in oggetto si ha:

$$V_R = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$$

### 1.6.5. Azione sismica

La normativa (NTC 2018) nei confronti delle azioni definisce quattro stati limite, che dovrà sopportare la struttura in progetto, ad ognuno è associata una probabilità di superamento  $P_{VR}$  ovvero, la probabilità che, nel periodo di riferimento  $V_R$ , si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata avente frequenza media annua di ricorrenza come indicato nella tabella seguente =  $1/TR$ .

Stati limite			$P_{VR}$
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	<b>SLO</b>	81 %
	Stato limite di danno	<b>SLD</b>	63 %
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	<b>SLV</b>	10 %
	Stato limite di prevenzione del collasso	<b>SLC</b>	5 %

Noti  $P_{VR}$  e  $V_R$  si ottiene il tempo di ritorno (anni), attraverso la formula:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = -C_U V_N / \ln(1 - P_{VR}) \quad [3.2.0]$$

Stati limite e rispettivi tempi di ritorno nel periodo di riferimento $V_R$			$T_{VR}$ (anni)
Stati limite di esercizio	Stato limite di operatività	<b>SLO</b>	30
	Stato limite di danno	<b>SLD</b>	50
Stati limite ultimi	Stato limite di salvaguardia della vita	<b>SLV</b>	475
	Stato limite di prevenzione del collasso	<b>SLC</b>	975

### 1.6.6. Condizioni topografiche

Le categorie topografiche definite dalla NTC 2018 si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica.

Nel caso del progetto in esame, in accordo con la tabella 3.2.III, si considera la **categoria topografica T2**.

### 1.6.7. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tabella 3.2.V, nel nostro caso si è utilizzato il coefficiente  $S_T = 1,2$ .

### 1.6.8. Amplificazione stratigrafica

In base alla stratigrafia ricostruita attraverso dati bibliografici e dai rilievi diretti effettuati in situ e nelle aree limitrofe, i fattori di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e  $C_c$  possono essere ricavati mediante le espressioni fornite nella tabella 3.2.IV e sintetizzata di seguito relativamente alla categoria di suolo individuata in precedenza, nelle quali  $g$  è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

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

### 1.6.9. Parametri sismici

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni introducono il concetto di pericolosità sismica di base in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

La “pericolosità sismica di base”, è pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da applicare alle costruzioni e alle strutture.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica viene data su un reticolo di riferimento composto da 10751 punti in cui è stato suddiviso l'intero territorio nazionale ed è fornita dai dati pubblicati sul sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1.mi.ingv.it/>).

Le stesse N.T.C. forniscono, per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_r$  considerati dalla pericolosità sismica, tre parametri:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima del terreno (espressa in  $g/10$ );

$F_0$  = 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.

Da un punto di vista normativo, pertanto, la pericolosità sismica di un sito non è sintetizzata più dall'unico parametro ( $a_g$ ), ma dipende dalla posizione rispetto ai nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, dalla vita nominale e dalla classe d'uso dell'opera.

I valori di  $F_0$ ,  $a_g$  e  $T_c^*$ , per le isole sono tabellati in funzione dei  $T_r$  ed allegati alla norma NTC e sono validi per tutte le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida, Capri. Gli spettri di risposta sono definiti in base a valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  uniformi su tutto il territorio di ciascuna isola. I valori di tali dati sono riportati nella tabella seguente.

	<b><math>a_g</math></b>	<b><math>F_0</math></b>	<b><math>T_c^*</math></b>
$T_r=30$	0,186	2,61	0,273
$T_r=50$	0,235	2,67	0,296
$T_r=72$	0,274	2,70	0,303
$T_r=101$	0,314	2,73	0,307

TR=140	0,351	2,78	0,313
TR=201	0,393	2,82	0,322
TR=475	0,500	2,88	0,340
TR=975	0,603	2,98	0,372
TR=2475	0,747	3,09	0,401

#### 1.6.10. Elaborazione dati sismici del sito

In relazione a quanto precedentemente descritto, per il sito in esame, si hanno i seguenti parametri sismici:

Stato limite	Probabilità superamento $P_{VR}$ (%)	Tempi di ritorno $T_{VR}$ (anni)	$a_g$ g  (m/s <sup>2</sup> )	F0	$T^*_c$  (s)
SLO	81	30	0.186	2.61	0.273
SLD	63	50	0.235	2.67	0.296
SLV	10	475	0.500	2.88	0.340
SLC	5	975	0.603	2.98	0.372
	$S_s$	$C_c$	$S_T$	$K_h$	$K_v$
SLO	1.800	2.392	1.2	0.0080	0.00402
SLD	1.800	2.298	1.2	0.0102	0.00508
SLV	1.800	2.144	1.2	0.0216	0.01080
SLC	1.800	2.049	1.2	0.0260	0.01302
	$a_{max}$	$\beta$			
SLO	0.4018	0.200			
SLD	0.5076	0.200			
SLV	1.0800	0.200			
SLC	1.3025	0.200			

Per i diversi stati limiti, nella tabella precedente, sono riportati i dati spettrali  $a_g$  ed i valori di  $a_{max}$  modificati a causa della risposta sismica locale.

## 2. Verifiche con Slope Stability Analysis Program (SSAP)

### 2.1. Metodologia per le verifiche

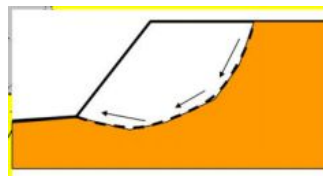
I fenomeni franosi in genere possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza al taglio del terreno lungo tale superficie.

Il grado di stabilità di un pendio, in condizioni statiche o dinamiche (per azioni sismiche), nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "fattore o coefficiente di sicurezza" indicato con il simbolo  $F_s$ .

I metodi di calcolo di  $F_s$  impiegati, si basano sulle tecniche di verifica dette *Limit Equilibrium Method* (che di seguito indicheremo sempre come LEM), (Duncan 1996; Krahn 2003).

Nei metodi LEM il calcolo di  $F_s$  viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio.

Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D, il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bidimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.



Nell'applicazione del metodo dell'equilibrio limite, tale superficie, separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile.

La parte stabile inferiore, rimane indeformata e non subisce rotture.

Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni.

Collapsi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura.

Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura.

Tuttavia il valore di  $F_s$  (e quindi il suo grado di stabilità o propensione al movimento) si riferisce alla condizione precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento, si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato  $\tau_m$  (domanda) e la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (capacità) e quindi è possibile definire  $F_s$  come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Se  $F_s > 1.0$  siamo in condizioni di stabilità, mentre, per  $F_s < 1.0$  siamo in condizioni instabili dovute a un generalizzato deficit di resistenza.

$F_s$  deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale.

E' perciò, necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie.

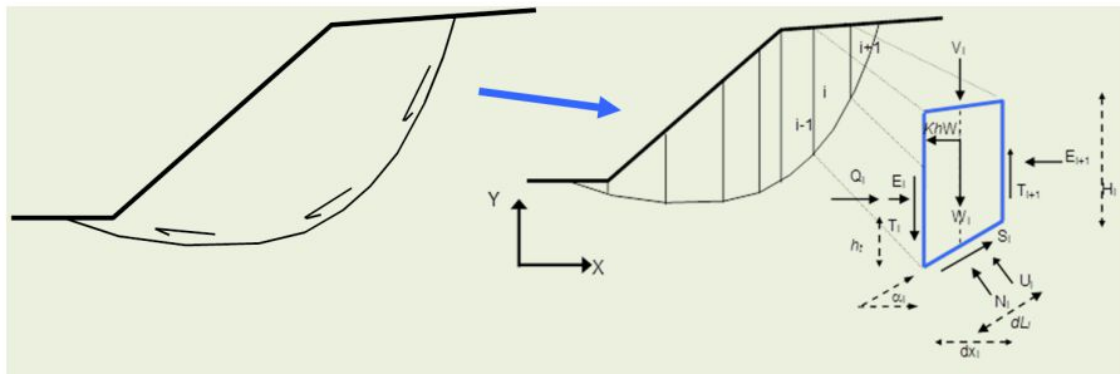


In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili,  $F_s$  viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "*fattore di sicurezza*" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con  $F_s$  più basso.

Tale superficie è detta anche "*superficie critica*".

Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio.



Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile, supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile. L'equazione

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

permette di determinare la stabilità del pendio nei confronti della superficie considerata precedentemente.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre, le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo.

Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente.

Per procedere con il calcolo di  $F_s$ , la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in "fette" detti concii delimitate da superfici verticali.

Su ogni concio, vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti.

L'insieme delle forze agenti sul concio singolo è presentato nella figura precedente.

Queste forze sono

- $W$  = Peso del concio,
- $S$  = Forza di taglio mobilitata sulla base del concio,
- $N$  = Forza peso normale alla base del concio,
- $U$  = Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base,
- $T$  = Forza verticale interconcio,
- $E$  = Forza orizzontale interconcio.

Nell'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura, secondo quanto esposto in precedenza, che correla tra loro le reazioni normali e tangenziali

alla base, le incognite per la determinazione dell'equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti per cui la risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui conci.

Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo e nel caso specifico, la soluzione numerica della stabilità viene risolta secondo diversi criteri.

In particolare, sono stati utilizzati il metodo di Morgenstern & Price (1965) e di Janbu rigoroso (1973).

## 2.2. Tabella dei parametri geotecnici

Il quadro riassuntivo dei parametri geotecnici caratteristici, rappresentativi delle litologie presenti nel fronte di scavo come desunto dalle stratigrafie dei sondaggi effettuati nell'area e dalle caratteristiche geotecniche dei fronti di scavo della precedente coltivazione, è indicato nella seguente tabella:

Unità geotecnica	Parametri principali		
	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi'$ °	$c'$ kPa
Bentonite parte alta	16.0	19.5	232
Ignimbrite centrale	22.0	30.0	250
Bentonite parte bassa	16.0	19.5	232

## 2.3. Verifiche di stabilità secondo le norme NTC 2008

### 2.3.1. Premessa

Le norme tecniche per le costruzioni (NTC) che fanno riferimento al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018, definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di durabilità.

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto da queste norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli Stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata e rappresenta la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità.

Le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (**SLU**): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- 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.

Il superamento di uno stato limite ultimo (SLU) ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio (SLE) può avere carattere reversibile o irreversibile

### 2.3.2. Valutazione della sicurezza

Le NTC prevedono, per la definizione del grado di sicurezza delle costruzioni un approccio di tipo semiprobabilistico, o di primo livello, adottando i coefficienti parziali di sicurezza (CP) ed il concetto di stato limite che è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata. La misura del grado di sicurezza si ottiene con il "metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" di sicurezza tramite l'equazione:

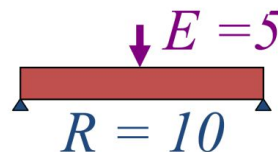
$$\text{Ed} \leq \text{Rd} \quad \text{oppure} \quad \text{Rd} - \text{Ed} \geq 0$$

con

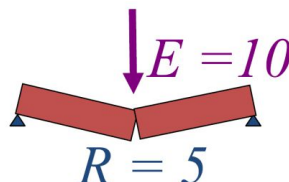
- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico)
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista)

Le immagini che seguono, descrivono graficamente il concetto espresso nelle norme:

- SICUREZZA della STRUTTURA  $R > E$



- COLLASSO della STRUTTURA  $R < E$



Nelle verifiche (**SLU**) nei confronti degli stati limite ultimi geotecnici (**GEO**) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:

#### APPROCCIO 1 (DA1)



Combinazione 1    Combinazione 2

(A1+M1+R1)

(A2+M2+R2)

(STR)

(GEO)

#### APPROCCIO 2 (DA2)



Combinazione 1 o Unica

(A1+M1+R3)

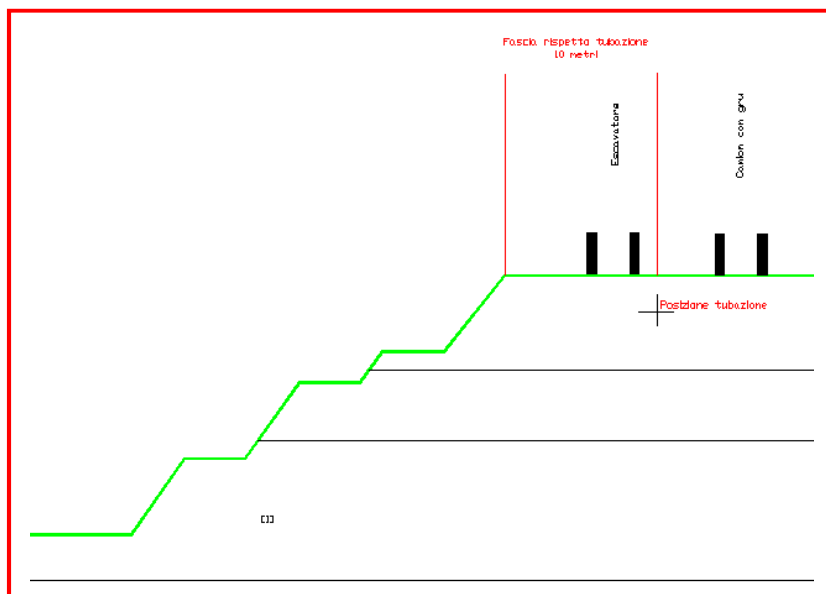
(STR + GEO)

Le combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali  $\gamma$  con

- A = Azioni  $\gamma$  F
- M = Resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma$  M
- R = Resistenza globale del sistema  $\gamma$  R

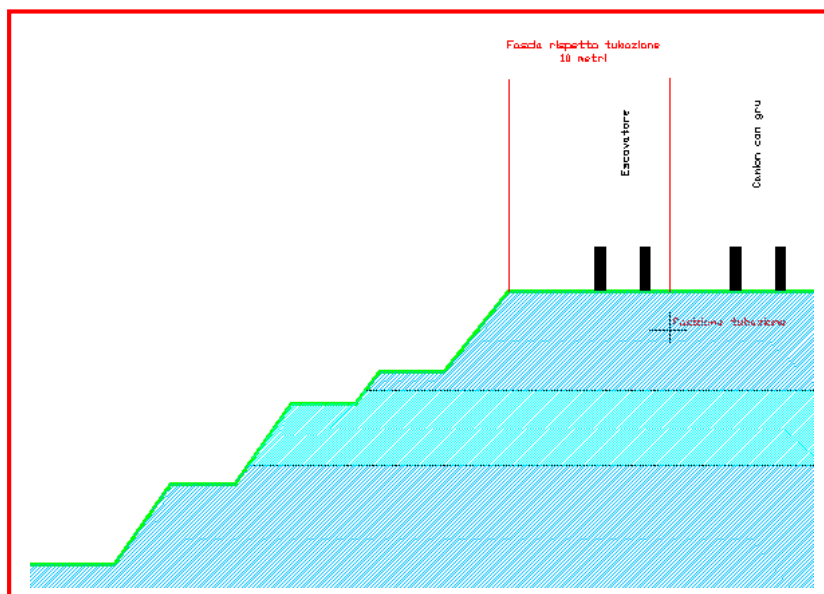
#### 2.4. Sezione di verifica del fronte di scavo

La verifica, ha preso in considerazione il pendio sul quale dovrà essere realizzata la coltivazione nella sua condizione più critica per altezza e numero di gradoni presenti, considerando rispetto alla posizione della condotta, la presenza di un escavatore e di un camion 4 assi dotato di gru, come mostra lo schema dell'immagine seguente:



La ricostruzione stratigrafica del pendio, mostrata nella immagine che segue, è stata effettuata utilizzando le stratigrafie dei sondaggi presenti nella campagna di ricerche, mentre le caratteristiche geotecniche sono state desunte per comparazione con le litologie presenti nei fronti di scavo della precedente coltivazione.

A tale proposito occorre tenere presente che per avere i dati caratteristici delle litologie interessate dalla coltivazione, la verifica andrà ripetuta in fase di coltivazione attraverso il prelievo dei campioni direttamente dai fronti di scavo.



## 2.5. Verifica del fronte di scavo in condizioni sismiche e statiche

Tale verifica, ha riguardato la stabilità in condizioni dinamiche, dove la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematisimo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore di coefficiente di sicurezza  $F_s$  espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale:

$$F_s = \frac{\tau_s}{\tau_m}$$

Con riguardo alle verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) per ognuno di essi deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Per le verifiche di stabilità a noi interessa l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), con  $R2 = 1.1$ .

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni sono mostrati nella figura seguente:

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

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono invece mostrati nella figura seguente:

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

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

coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni, per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.1$ .

Alla luce di quanto esposto, con l'introduzione dei coefficienti parziali, il quadro riassuntivo dei parametri geotecnici, rappresentativi della litologia presente nel pendio, si modifica come di seguito:



	Unità geotecnica	Parametri principali		
		$\gamma$	$\varphi'$	$c'$
		kN/m <sup>3</sup>	°	kPa
Valori per analisi sismiche	Bentonite parte alta	16.0	19.5	232
	Ignimbrite centrale	22.0	30.0	250
	Bentonite parte bassa	16.0	19.5	232
	Coefficiente	1	1.25	1.25
Valori ridotti per analisi statiche	Bentonite parte alta	16.0	15.7	185.6
	Ignimbrite centrale	22.0	24.0	200.0
	Bentonite parte bassa	16.0	15.7	185.6

Le verifiche, sono state effettuate utilizzando il modello di calcolo SSAP in condizioni sismiche e statiche come meglio descritto nel seguito.

Perché le condizioni di sicurezza vengano verificate, una volta applicato il coefficiente  $\gamma_R = 1.1$ , deve essere verificata la disuguaglianza  $E_d \leq R_d$ , ovvero che il rapporto tra il valore della resistenza  $R_d$  e quello della risultante delle azioni  $E_d$  sia  $\geq 1$ . Nel caso in esame, l'analisi è stata condotta in condizioni sismiche quindi pseudo statiche ed in condizioni statiche.

I parametri sismici del sito ed utilizzati per la presente verifica, sono stati calcolati in precedenza.

#### 2.5.1. Verifiche in condizioni sismiche

##### 2.5.1.1. Verifica con il metodo di Morgenstern-Price con $K_v$ positivo

La prima verifica, è stata effettuata prevedendo il valore del coefficiente sismico  $K_v$  di segno positivo ed indicato nelle tabelle precedenti relative alla verifica SLU.

I valori del coefficiente di sicurezza analizzati rispetto a 10000 superfici ed utilizzando il metodo di Morgenstern e Price (1965), ha dato un valore oscillante entro un range compreso tra 6,1579 e 6,3148.

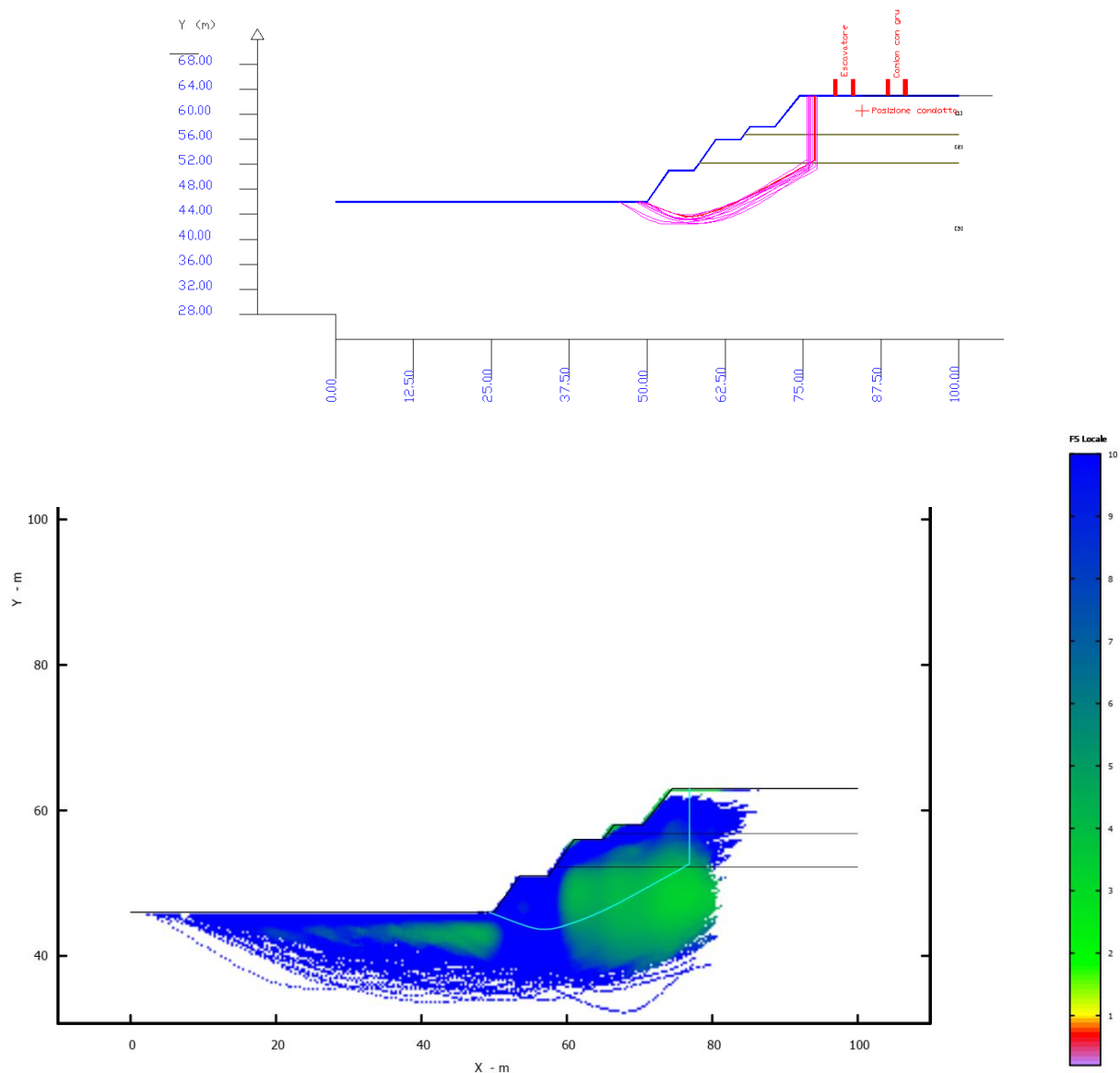
Nella posizione indicata nelle figure relative alla sezione di verifica, sono stati inseriti i carichi relativi all'escavatore ed al camion con gru necessari per le operazioni di manutenzione della condotta.

La percentuale di efficienza nella generazione delle superfici è stata di 17,271 e la percentuale della stabilità numerica è stata di 99,16.

L'esito dell'analisi, ha mostrato un surplus di resistenza con un valore minimo pari a 7087,3 kN/m.

Il surplus di resistenza è dato dalla differenza tra FTR (forza totale resistente lungo la superficie di scivolamento) e FTA (forza totale agente lungo la superficie di scivolamento).

Le immagini seguenti, indicano graficamente la posizione delle 10 superfici con valore del fattore di sicurezza più critico, con il metodo citato e la mappatura dei fattori di sicurezza.



#### 2.5.1.2. Verifica con il metodo di Morgenstern-Price con $K_v$ negativo

La seconda verifica, è stata effettuata prevedendo il valore del coefficiente sismico  $K_v$  di segno negativo ed indicato nelle tabelle precedenti relative alla verifica SLU.

I valori del coefficiente di sicurezza analizzati rispetto a 10000 superfici ed utilizzando il metodo di Morgenstern e Price (1965), ha dato un valore oscillante entro un range compreso tra 6,1299 e 6,3353.

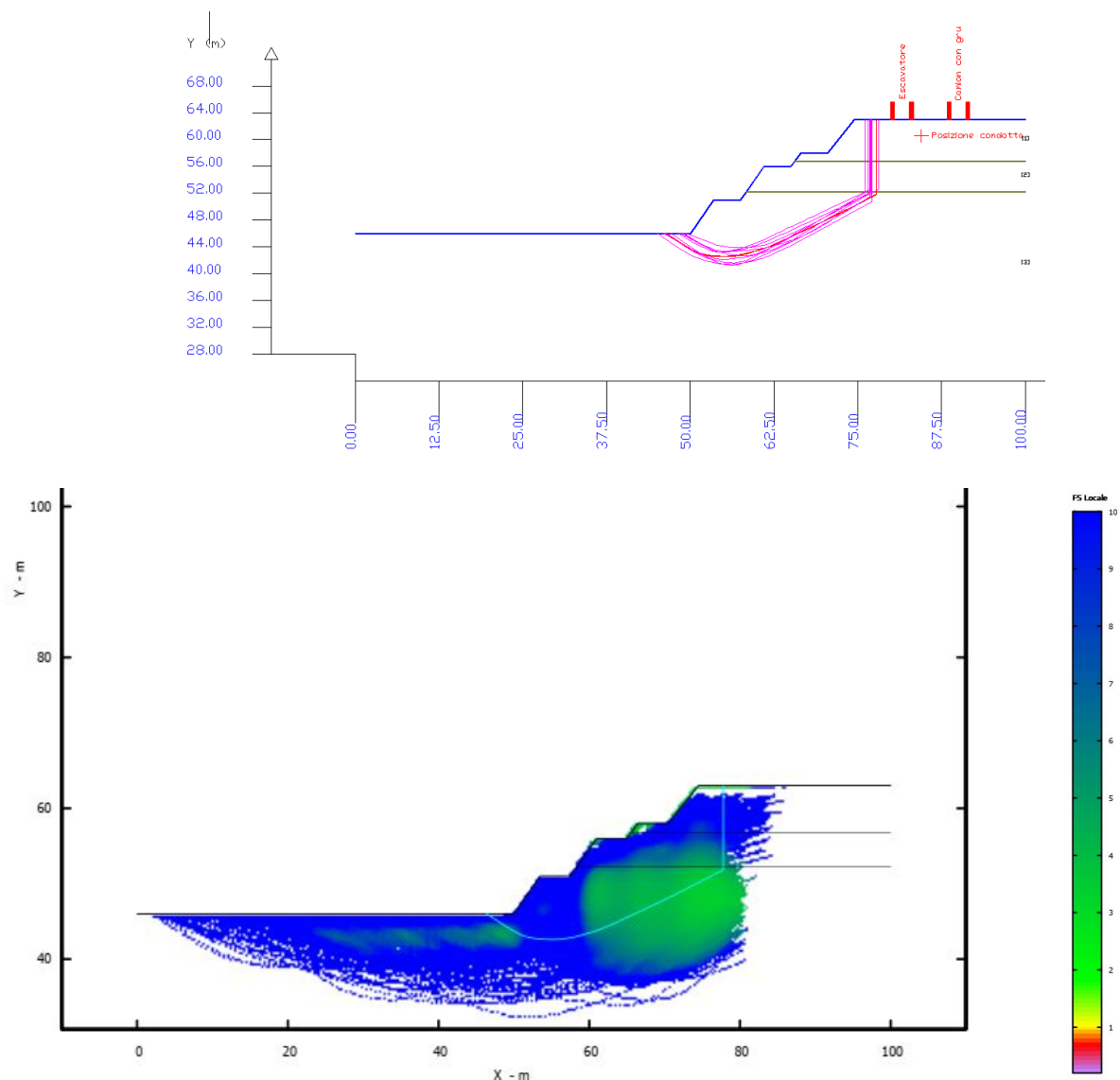
Nella posizione indicata nelle figure relative alla sezione di verifica, sono stati inseriti i carichi relativi all'escavatore ed al camion con gru necessari per le operazioni di manutenzione della condotta.

La percentuale di efficienza nella generazione delle superfici è stata di 14,774 e la percentuale della stabilità numerica è stata di 99,45.

L'esito dell'analisi, ha mostrato un surplus di resistenza con un valore minimo pari a 7314,1 kN/m.

Le immagini seguenti, indicano graficamente la posizione delle 10 superfici con valore del fattore di sicurezza più critico, con il metodo citato e la mappatura dei fattori di sicurezza.

Il surplus di resistenza è dato dalla differenza tra FTR (forza totale resistente lungo la superficie di scivolamento) e FTA (forza totale agente lungo la superficie di scivolamento).



## 2.5.2. Verifica in condizione statica

### 2.5.2.1. Verifica con il metodo di Morgenstern-Price

La verifica statica, è stata effettuata con il metodo di Morgenstern e Price, analizzando i valori del coefficiente di sicurezza rispetto a 10000 superfici che ha dato un valore oscillante entro un range compreso tra 5,1703 e 5,4380.

Nella posizione indicata nelle figure relative alla sezione di verifica, sono stati inseriti i carichi relativi all'escavatore ed al camion con gru necessari per le operazioni di manutenzione della condotta.

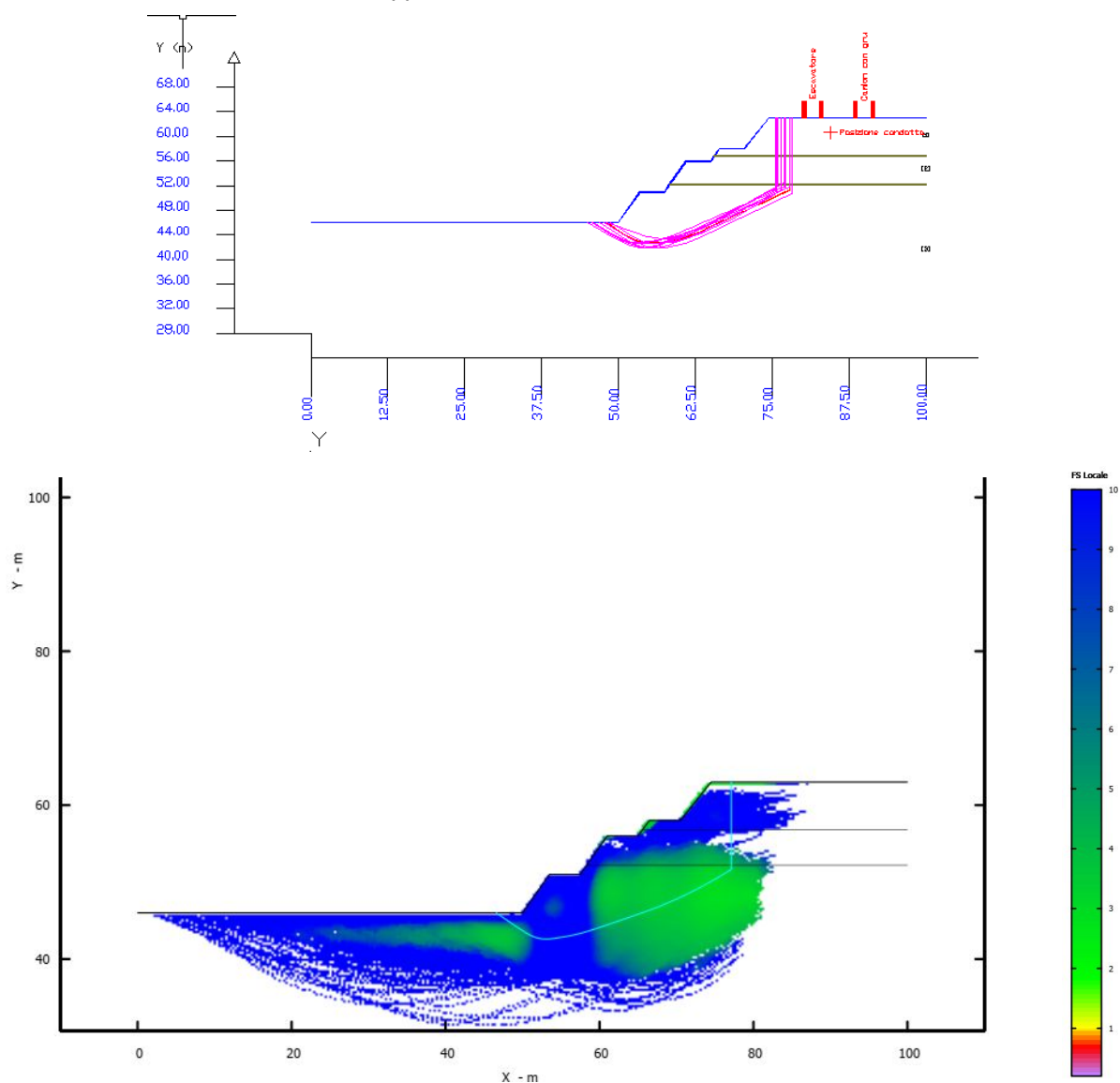
Le immagini seguenti, indicano graficamente la posizione delle 10 superfici con valore del fattore di sicurezza più critico, con il metodo citato e la mappatura dei fattori di sicurezza.

La percentuale di efficienza nella generazione delle superfici è stata di 21,205 e la percentuale della stabilità numerica è stata di 98,86.

L'esito dell'analisi, ha mostrato un surplus di resistenza con un valore minimo pari a 5752,1 kN/m.

Il surplus di resistenza è dato dalla differenza tra FTR (forza totale resistente lungo la superficie di scivolamento) e FTA (forza totale agente lungo la superficie di scivolamento).

Le immagini seguenti, indicano graficamente la posizione delle 10 superfici con valore del fattore di sicurezza più critico, con il metodo citato e la mappatura dei fattori di sicurezza.



**Iglesias, giugno 2022**

I Tecnici	
<b>Dott. Geol. Pietro Pittau</b>	<b>Dott. Pian. Fabio Grasso</b>
Timbro e firma	Timbro e firma