

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA (PNRR)

Missione 2 - Componente 4 - Sub-investimento 2.1b

ACCORDO AI SENSI DELL'ART. 15, DELLA LEGGE 241/1990 PER LA REALIZZAZIONE DEL SUB-INVESTIMENTO 2.1b «finanziato dall'Unione europea - NextGenerationEU»

“Misure per la gestione del rischio alluvione e per la riduzione del rischio idrogeologico”

ACCORDO QUADRO LAVORI FINALIZZATI ALLA MANUTENZIONE DEI CORSI D'ACQUA AFFERENTI AL TERRITORIO DI COMPETENZA DELL'UFFICIO TERRITORIALE DI PIACENZA E DELL'UFFICIO TERRITORIALE DI REGGIO EMILIA. ANNUALITÀ 2023-2025

LOTTO 1 PIACENZA (BACINI TREBBIA E ARDA) (CIG ACCORDO QUADRO 9492599481)

Codice Intervento: 17751

Titolo: PNRR M2C4 INVESTIMENTO 2.1B Interventi di ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia. Loc. Poggio Paione, comuni di Travo e Coli (PC)

Capitolo di spesa: U21301 (2023) **Importo finanziamento:** € 2,500,000.00

CUP: F18H22000530004

PROGETTO ESECUTIVO

relativo al Contratto Attuativo n° 4

Allegato n.
3.1

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Gruppo di progettazione:

Dott. Ing. Cristina FRANCA
(Responsabile del progetto e D.L.)

R.T.P.

 **STUDIO POLARIS** Studio POLARIS STP S.r.l.
(mandataria-capogruppo)

 **EOS** EOS – INGEGNERIA
(mandante)

 **ENGEO S.r.l.**
(mandante)

Visto di validazione
Il Responsabile Unico del Procedimento
Arch. Cristian Ferrarini

1. Premessa

La presente relazione descrive lo studio geologico, geotecnico e sismico effettuato a supporto del progetto relativo ad "Interventi di ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia situata in località Poggio Paione, nei comuni di Travo e Coli, in Provincia di Piacenza.

Detto studio è stato effettuato nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel successivo paragrafo 1.1, e, in particolare del D.M. 17/01/2018, Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

Inizialmente, sono state svolte una serie di analisi tematiche relative alle caratteristiche fisiche del territorio oggetto d'intervento, basandosi, oltre che su rilevamenti diretti in sito, sui risultati di una ricerca di informazioni pregresse.

A riguardo, di particolare interesse, sono risultati essere i dati contenuti sul sito web del Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna.

Successivamente, per migliorare la conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche e sismiche dei terreni che saranno interessati dall'intervento in progetto, è stata eseguita sia una campagna geognostica, che ha visto la realizzazione di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo, che una campagna geofisica, con la realizzazione di n° 1 prova sismica di tipo MASW, n° 1 prova Down Hole e n° 3 prove di tipo HVSR.

Gli studi effettuati hanno consentito di redigere, oltre alla presente relazione (Elab. 3.1) i seguenti elaborati grafici:

- Tav. 3.2 – Carta geologica – scala 1:5.000
- Tav. 3.3 – Carta geomorfologica - scala 1:5.000
- Tav. 3.4 – Planimetria con ubicazione indagini – scala 1:500
- Tav. 3.5 – Sezione litostratimetrica e modello geotecnico– scala H=1:200

I risultati delle indagini in situ sono riportati nei seguenti allegati:

- All.3.6 – Sondaggi a carotaggio continuo
- All.3.7 – Indagini geofisiche
- All.3.8 – Analisi di laboratorio
- All.3.9 – Verifiche a liquefazione.

1.1. Normativa di riferimento

- Circolare 21-1-2019 n° 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/1/2018.
- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni – Allegati A e B;
- 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 (UNI-EN 1998-5:2005);
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole Generali – UNI-EN 1997-1:2013;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo UNI EN 1997-2:2007;
- O.P.C.M. 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";
- L.R. n. 19 del 30/10/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico";
- D.G.R 23 luglio 2018 n.1164 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna";
- Ordinanza P.C.M n° 24 del 12 maggio 2017 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016 – Allegato 1 -Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016;
- Ordinanza P.C.M n° 55 del 24 aprile 2018 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016.

1.2. Parametri di progetto

In relazione a quanto disposto delle NTC 2018 (Cap. 2.4) sono state definiti i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: *"Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale"* la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018)
- CLASSE D'USO: *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."* (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso III, il coefficiente d'uso risulta $C_u=1.50$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018), e di conseguenza la Vita di riferimento del fabbricato è $V_R=V_N \cdot C_u= 75$ anni.

1.3. Descrizione dell'intervento

Il progetto oggetto di studio è inerente le opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia. Loc. Poggio Paione, comuni di Travo e Coli (Figura

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

1-1).

In sintesi, gli interventi previsti nell'ambito in oggetto sono riconducibili a:

- ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica (fondo e sponde) dell'alveo con manufatti in calcestruzzo armato rivestiti con massi ciclopici sciolti e/o intasati in calcestruzzo e/o legati con trefoli in acciaio;
- difesa dall'erosione e rinaturazione della sponda sinistra;
- integrazione delle difese esistenti e in progetto con opere utili alla rimonta della fauna ittica.



Figura 1-1 - Vista aerea dell'area d'intervento ripresa da nord (da Google Earth)

Si intende perseguire gli obiettivi sopra indicativi con le seguenti azioni:

1. interventi di risanamento materico del manufatto esistente;
2. realizzazione della scala di rimonta per la fauna ittica e di una vasca in calcestruzzo a ridosso della rampa in massi esistente per consolidamento strutturale della stessa;
3. sbancamento degli accumuli di materiale inerte in sponda sinistra a valle della briglia e riempimento delle fosse scavate dal fiume. Ciò consente anche di migliorare il deflusso delle acque convogliandole verso il centro del gretto del fiume;
4. realizzazione di vasca di dissipazione di valle compresa fra la nuova vasca di base in calcestruzzo ed il nuovo traverso in calcestruzzo, posizionato a 45 m di distanza dalla briglia attuale. In questo

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

2. Inquadramento geologico geomorfologico e idrogeologico

2.1. Inquadramento strutturale

Il settore in esame è il risultato dell'impilamento di prismi di accrezione (falde) che si è venuto a formare a seguito dei movimenti ricollegabili a varie fasi tettoniche.

I terreni che sono stati interessati dalle deformazioni tettoniche sono di origine marina e hanno subito traslazioni di entità differente a seconda della loro originaria posizione paleogeografica.

La continua e progressiva evoluzione geodinamica ha conformato questo settore dell'Appennino settentrionale come un edificio costituito da scaglie sovrapposte che permettono localmente, in corrispondenza di "finestre" tettoniche, l'affioramento dei termini strutturalmente più profondi (ancorché più recenti), come nella "Finestra di Bobbio".

L'unità strutturalmente più elevata è quella di Monte delle Tane, unità di pertinenza ligure rappresentata dal Complesso di Monte Ragola, con slide blocks e brecce di serpentiniti associate a brecce di basalto; essa va a ricoprire sia l'Unità Penice (Unità Canetolo Aucet.) costituita dal Flysch di Monte Penice, sia l'Unità Cassio. Quest'ultima unità, cui appartengono le formazioni delle Arenarie di Scabiazza, delle Argille Varicolori di Cassio e del Flysch di Monte Cassio, si sovrappone sia l'Unità Groppallo che l'Unità Bettola (comprendente il Flysch di Bettola e la Formazione di Val Luretta).

Come illustrato nella figura seguente l'area di interesse è localizzata in corrispondenza di un sovrascorrimento che mette in contatto l'Unità tettonica di Bettola (qui rappresentata dalla Formazione della Val Luretta, su cui è impostata la briglia) con quella di Scabiazza.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

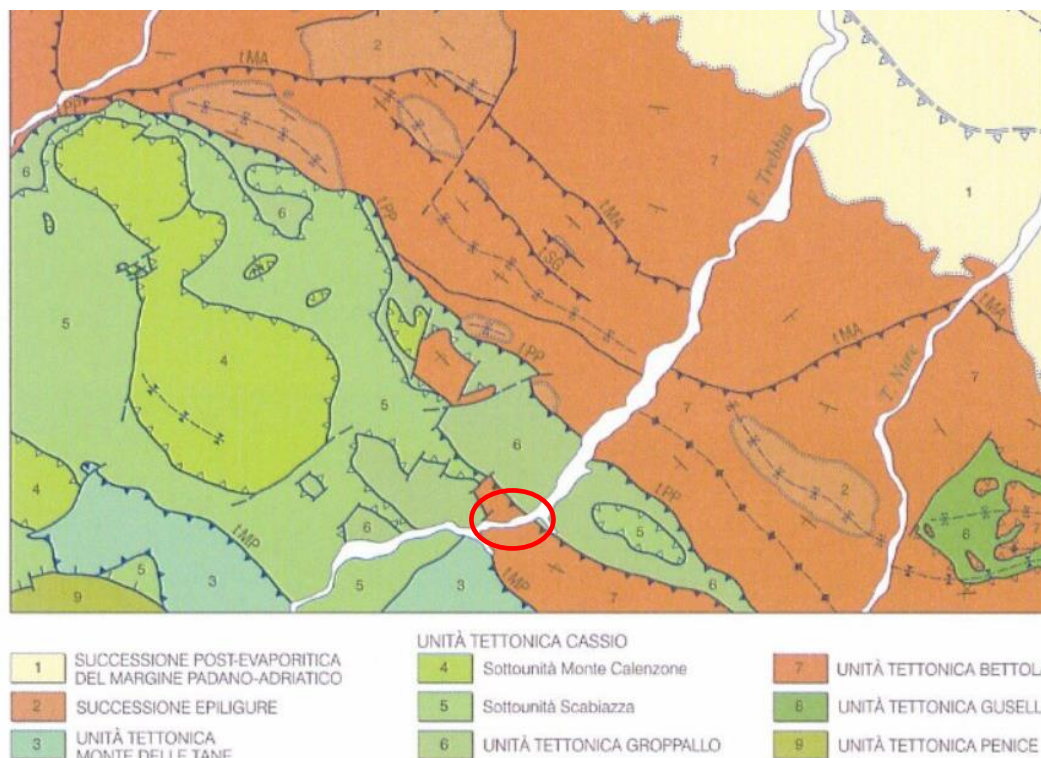


Figura 2-1 - Schema tettonico dell'area di indagine

2.2. Unità geologiche

In dettaglio le formazioni marine presenti nell'area di studio (Carta geologica di Tav. 3.2) sono le seguenti:

2.2.1. Argille a Palombini

Si tratta di argilliti o argilliti siltose grigio scure, più raramente verdi, ocracee, rossastre, fissili, alternate a calcilutiti silicizzate grigio chiare e grigio-verdi, biancastre o giallastre in superficie alterata, talora a base calcarenitica laminata, e più rari calcari marnosi grigi e verdi in strati spessi e marne calcaree grigio scure o verdi, in strati medi e spessi.

All'interno della formazione si rinvencono lembi di Calcari a Calpionelle (calcari micritici biancastri in strati medi con liste e noduli di selce) e del complesso di Casanova (breccie poligeniche clasto sostenute con prevalenti clasti di serpentinite).

2.2.2. Formazione di Val Luretta - Membro di Poviago – litofacies arenaceo pelitica

È il membro basale della formazione ed è costituito prevalentemente da sequenze torbiditiche arenaceo-pelitiche in strati medi e spessi, localmente molto spessi. Tali sequenze sono costituite da arenarie grigio-nocciola (bruno-rossastre all'alterazione) medie e fini, talora gradate, spesso ricche in frustoli vegetali, e da marne e marne siltose grigie e grigio-verdastre. Il rapporto arenaria/pelite è sempre >1 . A queste si intercalano

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

4 livelli distinti di marne rosate, in strati molto spessi e banchi, talora con base a biocalcareniti nocciola, medie e grossolane.

Alla base il membro è caratterizzato dalla presenza di calcari e calcari marnosi bianchi, talora rosati, in strati medi e spessi, talora a base calcarenitica grigia.

Si tratta della formazione che costituisce il substrato dell'area di intervento.

2.2.3. Formazione di Val Luretta - Membro di Poviago – litofacies marnosa

All'interno del membro di Poviago sono presenti banchi di Marne rosate a base calcarenitica.

2.2.4. Arenarie di Scabiazza

Si tratta di torbiditi arenaceo-pelitiche e pelitico-arenacee con arenarie litiche grigio-nocciola, grigio-scure o grigio-verdastre, fini e medie in strati sottili e medi regolarmente alternate a peliti grigie o verdastre o marne siltose debolmente marnose; si intercalano talora marne grigie a base arenacea fine e molto fine in strati da molto sottili a spessi (rapporto A/P da <1 a >1

2.3. Depositi quaternari

I depositi quaternari sono caratterizzati prevalentemente da frane. Nella carta geologica si distinguono:

- Depositi di frana attiva complessa:
- Depositi di frana quiescente complessa
- Depositi di frana quiescente per colamento di fango.

Dal punto di vista litologico sono costituite tutte da depositi prevalentemente argillosi con blocchi e ciottoli a spigoli vivi la cui litologia dipende dal substrato che caratterizza l'ambiente di formazione

In sponda sinistra, inoltre, la carta geologica identifica un modesto terrazzo alluvionale, posto ad una quota di circa 6 m al di sopra dell'alveo attuale attribuito all'unità Modena, a litologia ghiaioso sabbiosa, con profilo di alterazione di esiguo spessore.

Infine, i depositi dell'alveo attivo sono caratterizzati prevalentemente da ghiaie in scarsa matrice sabbiosa.

2.4. Geomorfologia

L'assetto geomorfologico della Val Trebbia, ed in particolare dell'alveo attivo, è fortemente condizionato dalle numerose ed estese frane che interessano i versanti.

Si tratta, in gran parte di frane che vengono definite quiescenti e cioè In particolare¹ *"Deposito gravitativo*

¹ Dalla legenda della Carta geologica della Sezione 179140 – Mezzano Scotti

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

senza evidenze di movimenti in atto o recenti. Generalmente si presenta con profili regolari, vegetazione con grado di sviluppo analogo a quello delle aree circostanti non in frana, assenza di terreno smosso e assenza di lesioni recenti a manufatti, quali edifici o strade. Per queste frane sussistono oggettive possibilità di riattivazione poiché le cause preparatorie e scatenanti che hanno portato all'origine e all'evoluzione del movimento gravitativo non hanno, nelle attuali condizioni morfoclimatiche, esaurito la loro potenzialità. Sono quindi frane ad attività intermittente con tempi di ritorno lunghi, generalmente superiori a vari anni".

Si tratta in genere di frane di tipo complesso, in cui cioè, si sovrappongono diverse tipologie di movimento, che in genere sono di tipo rototraslazionale verso la sommità dei versanti e divengono a colata nella parte terminale.

Sono, inoltre presenti numerose frane di tipo attivo, cioè in evoluzione ed evidente movimento.

Talora tali frane sono sovrapposte alle frane quiescenti, di maggiori dimensioni, e ne costituiscono una parziale riattivazione, ad esempio in presenza di una erosione al piede da parte del fiume.

L'assetto dell'alveo fluviale in corrispondenza dell'intervento è fortemente condizionato dalla presenza del corpo di frana quiescente presente in destra idraulica, che ha determinato in passato un'evidente deviazione del talweg verso la sponda sinistra (nell'ovale in Figura 2-2).

Tale interpretazione è confortata dalle indagini geognostiche eseguite che hanno consentito la ricostruzione della sezione litostratigrafica. Nel Cap. 4 verrà descritto il contesto morfodinamico dell'area ricostruito sulla base dei dati stratigrafici.

Si tratta, presumibilmente di una frana "a controllo strutturale", poiché è localizzata quasi esattamente in asse al sovrascorrimento tra formazione della Val Luretta e le argille a Palombini (cfr. Carta geologica di Tav. 3.2).

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

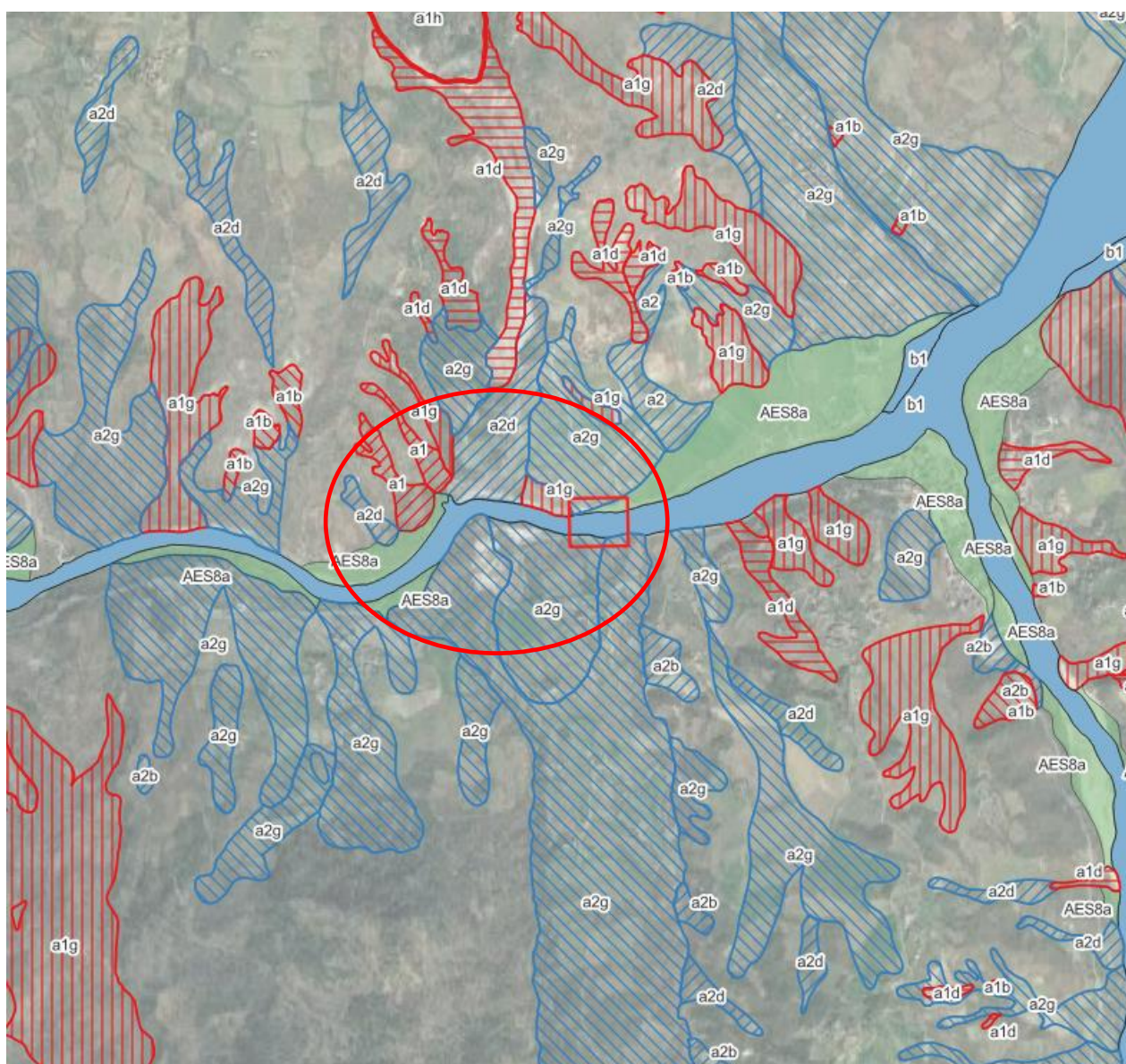


Figura 2-2- Stralcio della Carta geomorfologica

2.5. Idrogeologia

Alla luce di quanto indicato nel capitolo precedente, si desume che l'unico acquifero significativo, in zona, ha sede nella coltre alluvionale quaternaria del fondovalle e dei terrazzi del torrente Trebbia e base coincidente con il substrato costituito dalle formazioni marine (cfr. par.2.2, in particolare, la Formazione della Val Luretta). Si tratta di un acquifero monostrato costituito da depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi caratterizzati da una permeabilità primaria elevata (con coefficiente k nell'ordine di $10^{-3} \div 10^{-4}$ m/s) per porosità e, pertanto, da

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

una buona circolazione idrica.

Esso non risulta confinato ed è alimentato, oltre che dai flussi idrici provenienti dagli acquiferi più a monte, direttamente dalle infiltrazioni delle acque superficiali: sia precipitate direttamente nel fondovalle sia che vi defluiscono provenienti dai versanti.

Il fiume Trebbia rappresenta un limite a potenziale imposto ai cui livelli si deve sempre raccordare la superficie della falda.

Vista l'elevata permeabilità dei depositi che costituiscono l'acquifero e i rapporti con le acque superficiali, questa falda presenta scadenti qualità chimiche e biologiche e non si presta ad essere sfruttata a scopi idropotabili.

Quanto ai sedimenti e ai depositi che caratterizzano i versanti, nel tratto in esame, essi risultano sostanzialmente sterili dal punto di vista idrogeologico.

Come illustrato in precedenza, infatti, si tratta, perlopiù di depositi con elevati tenori argille, quindi a permeabilità bassa o molto bassa.

A conferma di ciò, si è verificato che, con eccezione dei fondovalle e dei terrazzi, la porzione di territorio in esame non è stata identificata tra le unità che presentano caratteristiche idonee alla circolazione e all'immagazzinamento di acqua, le cosiddette "rocce-magazzino", perimetrate dall'Ufficio Geologico della Regione Emilia-Romagna.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

3. Campagna indagini

Come indicato nelle premesse, per determinare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni interessati dall'intervento in progetto, è stata appositamente effettuata, da parte dell'impresa Parmageo, una campagna indagini geognostiche che ha previsto la realizzazione di n° 2 sondaggi a carotaggio continuo, spinti entrambi alla profondità massima di 20 m da piano campagna.

Per la verifica delle caratteristiche sismiche del sottosuolo sono state, invece, realizzate n° 1 prova sismica di tipo MASW, n° 1 prova di tipo Down-Hole e n° 3 indagini geofisiche attraverso tromografo digitale HVSr.

L'ubicazione delle indagini è stata rappresentata, in scala 1:500, nella Planimetria con ubicazione indagini di Tav. 3.4 ed i relativi risultati sono riportati rispettivamente in All.3.6, All.3.7 e All.3.8 e descritti nei paragrafi successivi.

3.1. Sondaggi a carotaggio continuo

Come anticipato in precedenza, sono stati realizzati n° 2 sondaggi verticali a carotaggio continuo, indicati in Tav. 3.4 con l'acronimo ScSx e ScC, entrambi spinti a 20 m da piano campagna.

Nel corso della realizzazione dei sondaggi, sono stati prelevati n° 5 campioni rimaneggiati inviati al laboratorio di analisi Studio M&M S.r.l., rispettivamente n° 3 nel sondaggio ScSx e n° 2 per il sondaggio ScC e sono state inoltre eseguite n° 10 prove penetrometriche standard SPT, n° 5 prove per ogni sondaggio.

Per le stratigrafie complete dei sondaggi si faccia riferimento all'All.3.6, dove sono riportate:

- le suddivisioni stratigrafiche con le relative quote e le descrizioni litologiche effettuate direttamente in campagna con metodi speditivi;
- la schematizzazione con i risultati delle prove SPT (cfr. paragrafo 3.1.1);
- le profondità a cui sono stati prelevati i campioni rimaneggiati sottoposti ad analisi di laboratorio;
- la profondità a cui è stata rinvenuta la quota della falda;
- per il sondaggio ScSx la predisposizione del tubo per la realizzazione della prova sismica Down-Hole.

3.1.1. Standard penetration test (S.P.T.)

Le n° 10 prove *Standard Penetration Test*, sono state eseguite secondo le norme A.S.T.M. con maglio da 140 libbre a sganciamento automatico, con altezza di caduta di 2,50 piedi.

Le quote di esecuzione delle prove S.P.T. e i valori di N_{SPT} sono riportati in Tabella 3-1 seguente:

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Sondaggio	Prova	Profondità m	Numero colpi			N _{SPT}
			N1	N2	N3	
ScSx	1	3.00	8	9	9	18
	2	7.00	10	9	12	21
	3	9.00	5	6	5	11
	4	13.50	10	16	21	37
	5	16.50	33	100	R	R
ScC	1	4.50	4	4	6	10
	2	7.50	50	R		R
	3	10.50	18	20	34	54
	4	15.00	24	31	38	69
	5	18.00	50	R		R

Tabella 3-1 – Prove SPT effettuate nel corso del sondaggio a carotaggio continuo

3.2. Prove di laboratorio

I campioni rimaneggiati prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono stati inviati al laboratorio Studio M&M S.r.l. per le analisi geotecniche.

Per ogni campione prelevato sono state eseguite le seguenti prove:

- Analisi granulometrica per setacciatura;
- Determinazione dei Limiti di Atterberg;
- Determinazione delle caratteristiche granulometriche;
- Classificazione CNR-UNI 10006.

Su due campioni, sebbene rimaneggiati, sono state eseguite prove ELL per la stima della coesione non drenata.

I certificati di laboratorio sono riportati in All.3.8.

Sondaggio	Campione	Prof. (m)	Classificazione Terre				Granulometria				ELL
			LL	LP	IP	CNR-UNI 10006	Ghiaia	Sabbia	Limo	Argilla	Cu
			%	%	%		%	%	%	%	KPa

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

ScSx	CR1	3.60-3.90	52	27	25	A 7-6	17.3	18	64.7	
	CR2	10.05-10.30	21	16	5	A 2-4	71.7	17.9	10.4	
	CR3	12.25-12.50	49	28	21	A 7-6	16.3	7.9	75.8	
ScC	CR1	5.30-5.60	39	24	15	A 6	13.8	22.3	63.9	105
	CR2	19.00-19.25	41	22	19	A 7-6	2.4	9.2	88.4	92

Tabella 3-2 – Risultati della analisi di laboratorio eseguite

3.3. Prova Down-Hole

Per la definizione dei profili sismostratigrafici in onde P – S, del parametro V_{seq} ai sensi delle NTC 2018 e dei moduli dinamici dei terreni attraversati, in corrispondenza del sondaggio ScSx, opportunamente attrezzato, è stata eseguita una prova sismica di tipo Down-Hole denominata DH-Ssx. Al termine della perforazione, infatti, in sondaggio ScSx è stato attrezzato con un tubo in PVC del diametro di 3 pollici. Tale tubo è stato reso solidale con il terreno mediante cementazione con boiacca di cemento iniettato mediante pompa a bassa pressione.

Una volta che il cemento ha fatto presa, si è proceduto all'esecuzione della prova sismica del tipo Down-Hole.

La prova Down-Hole è stata eseguita con cadenza delle misure pari ad un metro, dal p.c. fino a fondo foro, ad una profondità di 20 metri, utilizzando un sismografo collegato ad un geofono da foro tridimensionale con almeno una terna di geofoni orientati secondo gli assi x – y – z.

Gli impulsi sismici sono stati originati con procedure specifiche in modo da generare, oltre alle onde di compressione (Onde P), anche onde a componente di taglio orizzontale (onde SH), essendo queste utilizzabili per la determinazione del Modulo dinamico G_0 e del Modulo di Young E.

Le prove sismiche Down-Hole sono eseguite con lo scopo di misurare la velocità delle onde sismiche dirette, che si propagano dalla superficie nel terreno in profondità, energizzando il terreno in direzione verticale e in direzione trasversale (parallelamente al suolo).

Nel primo caso sono generate prevalentemente onde di compressione (onde P) che si propagano in profondità e vengono registrate al meglio dal geofono verticale (asse z).

Nel secondo caso verranno generate prevalentemente onde di taglio (onde S) visibili principalmente sui geofoni con l'asse posto orizzontalmente (assi x e y).

Il sistema di ricezione, costituito da un geofono tridimensionale da foro ad ancoraggio elettromeccanico, viene calato nel foro, sino alla profondità massima di investigazione e progressivamente sollevato dell'interdistanza propria di ciascuna indagine (nel caso in esame 1 m).

Le onde di taglio hanno velocità inferiori rispetto a quelle di compressione e quindi raggiungono il geofono triassiale quando il primo fronte d'onda di compressione è già transitato. Questo passaggio purtroppo

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

costituisce un disturbo per la misura delle onde trasversali, in quanto i geofoni orizzontali si trovano ancora in movimento all'arrivo dell'onda trasversale o di taglio. Per migliorare il rapporto fra l'energia dell'onda di compressione e l'energia dell'onda trasversale (di taglio) a favore di quest'ultima, si realizza una doppia energizzazione orizzontale con verso opposto.

L'analisi interpretativa dei dati prevede un sismogramma per le forme d'onda relative al geofono verticale (asse z) e in un altro sismogramma le forme d'onda relative ai geofoni orizzontali (assi x e y).

L'interpretazione dei dati così acquisiti consente di ricostruire l'andamento delle velocità delle onde sia di pressione che di taglio in funzione della profondità.

In Figura 3-1 viene riportato il grafico, in funzione della profondità, della velocità delle sole onde P e S derivate dall'elaborazione della prova, necessarie per determinare la categoria sismica del sottosuolo.

Per quanto concerne la caratterizzazione sismostratigrafica, dall'analisi dei profili di velocità, si desume che per quanto riguarda il profilo Vs, a partire dal p.c. si registra un graduale incremento dei valori fino a 300 m/s ad una profondità di -6.0 m dal p.c., al di sotto le velocità si stabilizzano su valori prossimi a 250 m/s sino a -10.0 m dal p.c.. Da -11.0 m dal p.c. le Vs ricominciano ad incrementare gradualmente, superando i 500 m/s alla profondità di -16.0 m dal p.c., fino ad oltrepassare gli 800 m/s a partire da -18.0 m dal p.c..

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio, sotto il piano di posa della fondazione e fino al substrato, ($V_{s,eq}$), è definita come:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i-esimo fondazione, N il numero degli strati e H la profondità del substrato.

L'analisi dei dati relativi alla velocità delle onde di taglio (V_s) ha consentito, quindi, di definire la categoria sismica del suolo fornita dal parametro $V_{s,eq}$ risultato pari a **266 m/s** calcolato tra il p.c. e -18.0 m dal p.c., il quale definisce un suolo di **Categoria E** (cfr § 5.3).

I risultati di dettaglio della prova sono riportati in All.3.7

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

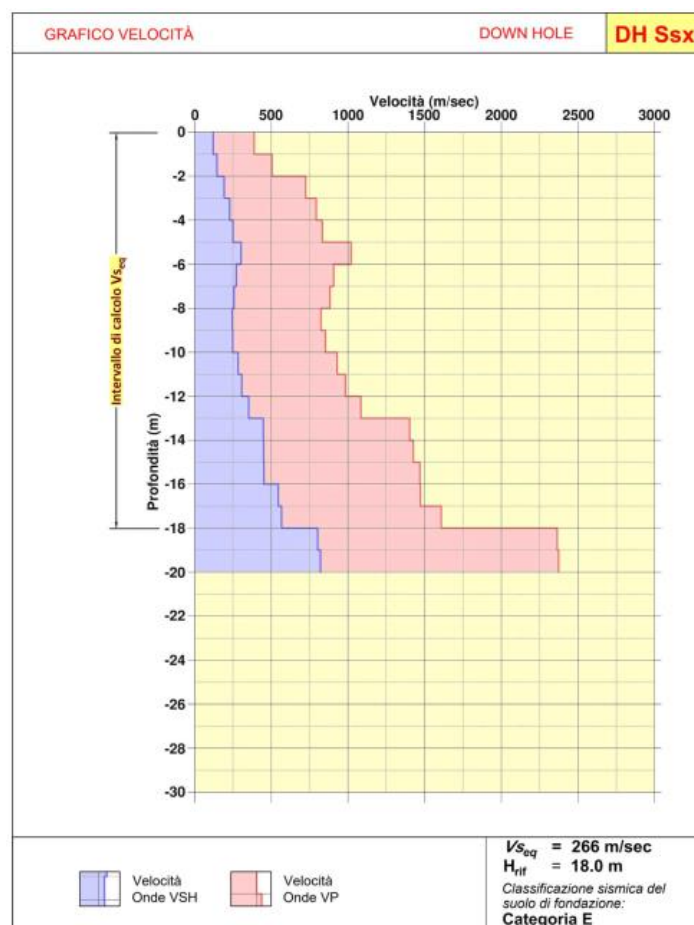


Figura 3-1 – Grafico Vs in onde S (blu) e V_p (magenta)

3.4. Stendimento sismico tipo MASW

Ai fini della caratterizzazione sismica dei suoli interessati dall'opera in progetto ed in ottemperanza alle indicazioni contenute nel testo unitario "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17-01-2018) è stata condotta un'indagine geofisica di tipo MASW i cui risultati sono riportati in All.3.7).

La tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di prospezione sismica che, attraverso la registrazione della propagazione delle onde di superficie (*Rayleigh*), permette di risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio S nel sottosuolo, portando quindi a determinare anche il parametro $V_{s,30}$ (velocità media delle onde S nei primi 30 m).

In un mezzo stratificato le onde di superficie (*Rayleigh*) danno vita al fenomeno della dispersione, cioè lunghezze d'onda diverse si propagano con diverse velocità di fase e gruppo: le componenti ad alta frequenza (con piccola lunghezza d'onda) "sentono" solamente gli strati più superficiali del suolo, mentre le componenti a più bassa frequenza "sentono" anche gli strati più profondi consentendo quindi di determinarne le caratteristiche.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo, individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 60 Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione viene realizzata mediante uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati con distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di un punto di energizzazione effettuata tipicamente ad una distanza compresa fra 2 e 20 m dal primo geofono.

L'acquisizione delle onde di *Rayleigh* può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale piastra-martello).

L'indagine è stata realizzata con un sismografo a 24 canali, utilizzando geofoni verticali con frequenza caratteristica di 4.5 Hz posizionati a 3 m l'uno dall'altro collegati ad un sismografo digitale Geode della Geometrics a 24 canali.

L'energizzazione è stata realizzata a diverse distanze dai geofoni iniziale e finale, precisamente a 4.0 e 7.0 m di distanza sommando n.5 battute per ogni punto di energizzazione. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec con un passo di campionamento di 1 ms.

L'analisi dei dati acquisiti mediante le prove MASW avviene attraverso le seguenti fasi:

1. Calcolo dello spettro di velocità;
2. Individuazione del modo fondamentale e degli eventuali superiori;
3. Picking della curva di dispersione, cioè selezione dei punti che si ritengono appartenere a un determinato modo;
4. Inversione della curva di dispersione e conseguente individuazione del profilo di velocità V_s .

In Figura 3-2 si riporta, a titolo esemplificativo lo spettro di velocità dell'indagine realizzata con sovrapposto il *picking* del modo fondamentale nonché la curva di dispersione sintetica corrispondente al miglior modello ottenuto.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

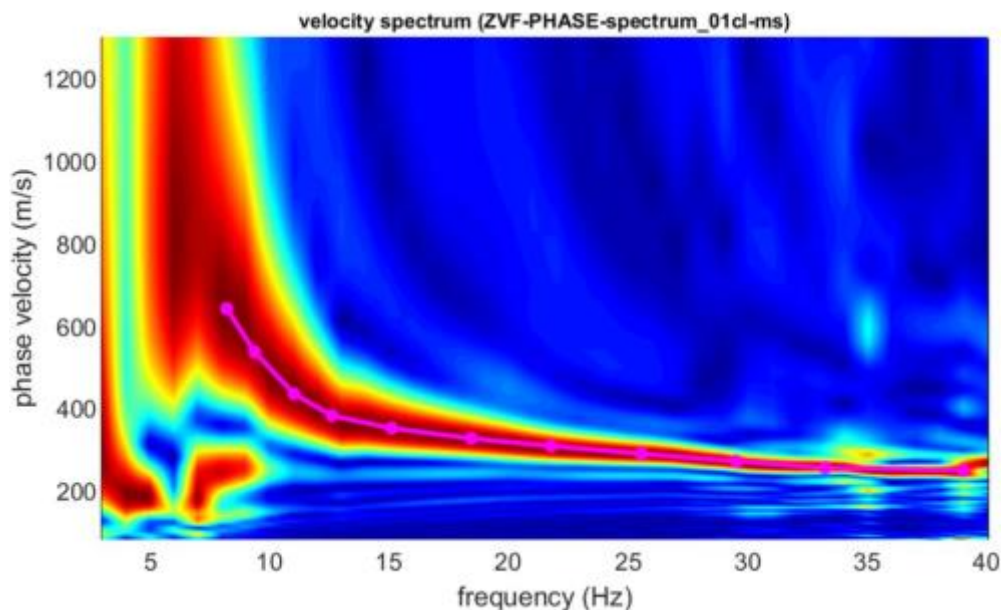


Figura 3-2 – Immagine riassuntiva dell'elaborazione dell'indagine MASW

Durante il processo d'inversione il codice di calcolo genera iterativamente modelli la cui curva di dispersione si avvicina sempre più al *picking* eseguito; il numero d'iterazioni che il programma esegue è definito dall'utente.

Dalla prova MASW si ottiene il profilo della velocità media delle onde di taglio V_s per i diversi sismostrati presenti.

Dall'elaborazione dell'indagine eseguita è risultato un valore di $V_{s,eq}$ pari a **354 m/s** (categoria di sottosuolo E) con profondità del *bedrock* a circa 19 da p.c., confermando sostanzialmente le misure effettuate nella prova Down-Hole.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

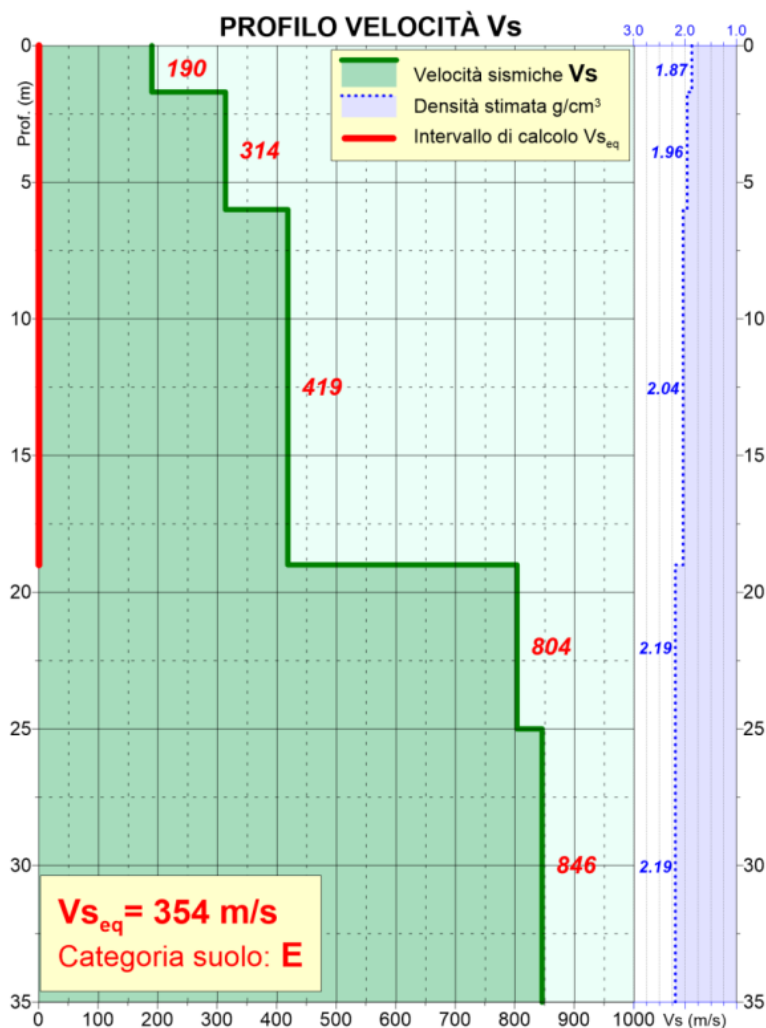


Figura 3-3 – Profilo di velocità da prova MASW

3.5. Rilievo sismico mediante tromografo digitale

Ai fini della caratterizzazione sismica dei suoli di fondazione interessati dagli interventi di ripristino in progetto e in ottemperanza alle indicazioni contenute nel testo unitario “Norme Tecniche per le Costruzioni” (D.M. 17-01-2018) sono state condotte due indagini geofisiche in sito tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) sulla base dei segnali registrati mediante un tromografo digitale.

Scopo delle prove è di valutare la frequenza caratteristica del sito.

L'ubicazione delle prove tromografiche è rappresentata in Tav. 3.4. Come si evince dalla tavola il tromografo è stato posizionato in prossimità dei due sondaggi realizzati, in modo da avere già nota la stratigrafia che

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

caratterizza l'intera area di studio, fatto di grande utilità per l'interpretazione della prova stessa, e una terza in sponda destra del fiume Trebbia.

Le prove sono state condotte utilizzando un sismometro a stazione singola (tromografo digitale) in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), di un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (20 minuti).

Il moto indotto nel terreno è stato misurato dallo strumento in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z).

Le misure registrate sono state poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, cfr. Figura 3-4).

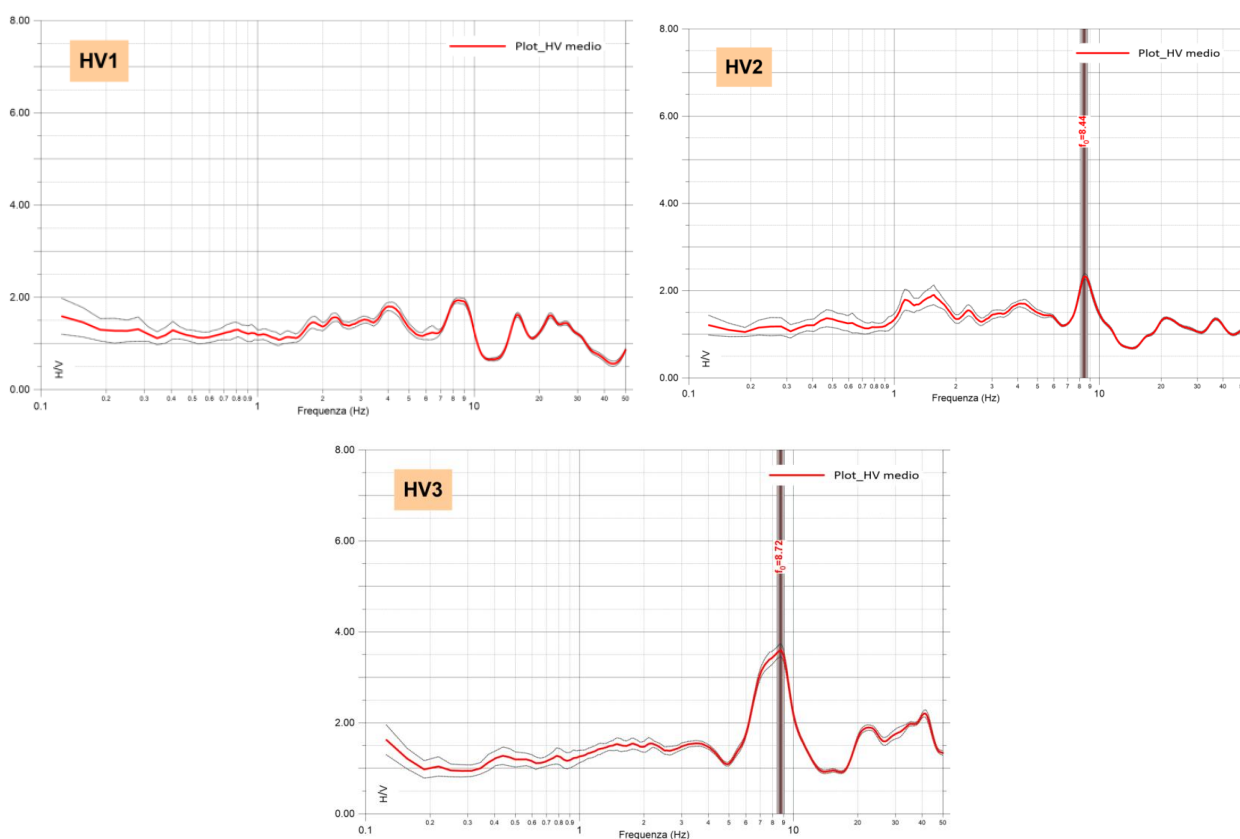


Figura 3-4 - Rapporto spettrale orizzontale su verticale

La Figura 3-4 evidenzia che soltanto nella prova 3 (peraltro ubicata sul versante a oltre 10 m di quota superiore all'alveo) è presente un picco significativo a 8.44 Hz. Si tratta, in ogni caso di una frequenza di scarso significato ai fini della progettazione dell'opera in questione.

sono riportati nell'Al.3.7.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

4. Caratteri litostratimetrici e morfodinamici

Le indagini hanno consentito di definire l'assetto litostratimetrico dell'area d'intervento, rappresentato graficamente in Tav. 3.5.

La sezione evidenzia, come già illustrato nel paragrafo 2.4 la grande influenza della dinamica gravitativa sulla morfologia fluviale. Si notano, infatti, almeno 5 distinte fasi morfo-deposizionali.

Nella prima fase si ha una erosione del substrato marino più pronunciata in destra idraulica (sud in sezione), a cui ha fatto seguito la deposizione di un primo materasso alluvionale ghiaioso; evidentemente in tale fase l'asse dell'alveo era decisamente più spostato a sud. Il movimento verso nord della grande frana che interessa il versante sinistro, ha poi ricoperto (e probabilmente anche parzialmente eroso) l'alveo attivo, spingendo il corso della corrente verso Nord. La successiva fase erosivo-deposizionale ha poi portato alla formazione di un secondo banco ghiaioso che ha dapprima eroso il fonte della frana e successivamente lo ha ricoperto in parte.

A questo evento fa seguito una prima, modesta, ricopertura del materasso alluvionale in sinistra, presumibilmente a seguito di un evento gravitativo, che però viene immediatamente ricoperto da nuovi depositi alluvionali ghiaiosi.

Infine, un nuovo evento gravitativo in sinistra ricopre ulteriormente le alluvioni più recenti.

La quota attuale dell'alveo (circa 4 m più bassa rispetto alle ghiaie più alte in sinistra) evidenzia che, dopo l'assestamento delle due frane (in dx e sx) il fiume deve aver ricominciato il processo erosivo, abbassando progressivamente quella che doveva essere divenuta una soglia naturale.

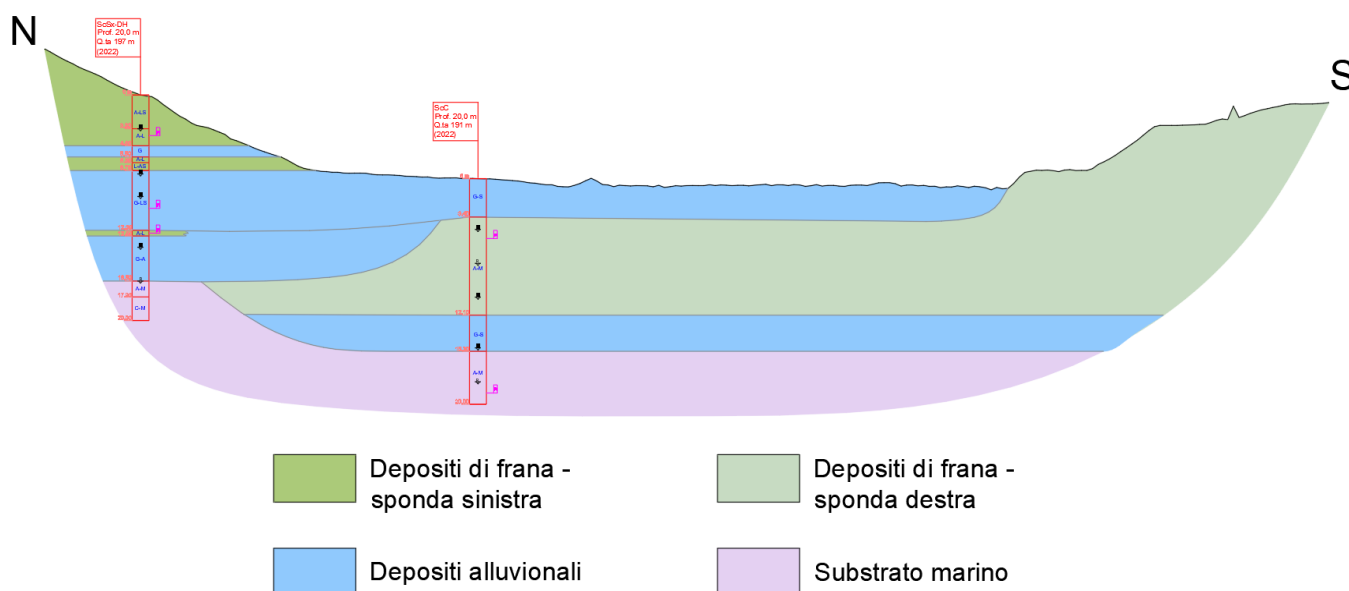


Figura 4-1 – Stralcio della sezione litostratimetrica

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

5. Sismicità

5.1. Sismicità storica del territorio

Per descrivere la storia sismica del territorio si è fatto riferimento alla storia sismica di Bobbio, molto più approfondita rispetto a quella dei Comuni di Travo e di Coli, in cui ricade l'intervento.

La storia sismica è stata desunta da "DBMI15, database macrosismico italiano"², database realizzato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti che contiene i dati macrosismici provenienti da studi dello stesso GNDT e di altri enti.

Secondo quanto indicato in DBMI15, la storia sismica a Bobbio è riassunta in Figura 5-1 e Tabella 5-1 dove sono elencate le osservazioni, aventi la maggiore intensità, disponibili per le località più vicine al territorio del comune, indicando per ciascuna di esse, oltre alla stessa intensità al sito (Is), l'anno, la data (comprendente mese, giorno, ora ed, eventualmente, minuto) in cui si è verificato, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (Io) e la magnitudo momento (Mw).

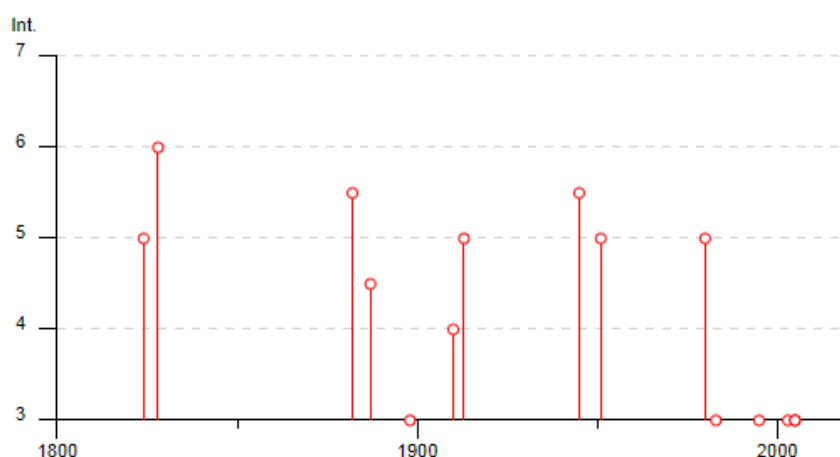


Figura 5-1 - Grafico rappresentante la storia sismica del comune di Bobbio

² Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. (2016). DBMI15, the 2015 version of the Italian Macroseismic Database. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. doi:<http://doi.org/10.6092/INGV.IT-DBMI15>

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	Io	Mw
6		1828	10	09	02	20	Oltrepò Pavese	110	8	5.72
5-6		1882	02	15	05		Val Borbera	18	6	4.77
5-6		1945	06	29	15	37 1	Oltrepò Pavese	31	7-8	5.10
5		1824	02	04	21	50	Oltrepò Pavese	8	5	4.49
5		1913	03	27	02	25 4	Val Trebbia	58	4-5	4.24
5		1951	05	15	22	54	Lodigiano	179	6-7	5.17
5		1980	12	23	12	01 0	Piacentino	69	6-7	4.57
4-5		1887	02	23	05	21 5	Liguria occidentale	1511	9	6.27
4		1910	01	23	01	50	Piacentino	118	5	4.39
3		1898	03	04	21	05	Parmense	313	7-8	5.37
3		1983	11	09	16	29 5	Parmense	850	6-7	5.04
3		1995	10	10	06	54 2	Lunigiana	341	7	4.82
3		2003	04	11	09	26 5	Valle Scrivia	78	6-7	4.81
3		2005	04	13	18	46 0	Valle del Trebbia	163	4	3.68
3		2005	04	18	10	59 1	Valle del Trebbia	284	4	3.97
2		1939	10	15	14	05	Garfagnana	62	6-7	4.96
NF		1906	11	10	17	55	Alta Val di Taro	43	5	4.22
NF		1911	02	19	07	18 3	Forlivese	181	7	5.26
NF		1912	05	31	21	40	Canavese	51	5-6	4.71
NF		1913	11	25	20	55	Appennino parmense	73	4-5	4.65
NF		1980	11	23	18	34 5	Irpinia-Basilicata	1394	10	6.81
NF		1986	12	06	17	07 1	Ferrarese	604	6	4.43

Tabella 5-1 – Principali eventi sismici i cui effetti si sono risentiti a Bobbio

Dalla lettura di Tabella 5-1 si evidenzia che il massimo evento censito a Bobbio si è verificato il 9 Ottobre 1828 con un'intensità del VI grado della scala MCS.

5.2. Classificazione sismica

L'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, suddivide il territorio italiano in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto. La delibera della giunta regionale 23 luglio 2018 n.1164 aggiorna la classificazione sismica di prima applicazione dei comuni dell'Emilia-Romagna, riclassificando il territorio.

Secondo tale aggiornamento, come indicato in Figura 5-1, i comuni Travo e di Coli, all'interno dei cui confini

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

ricade l'area di studio, sono identificati in zona 3 (a sismicità bassa), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, compresi tra $0,05 \cdot g$ e $0,15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

Tale classificazione ha tuttavia esclusivo valore amministrativo; infatti, alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 14-01-2008, è allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), in cui l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

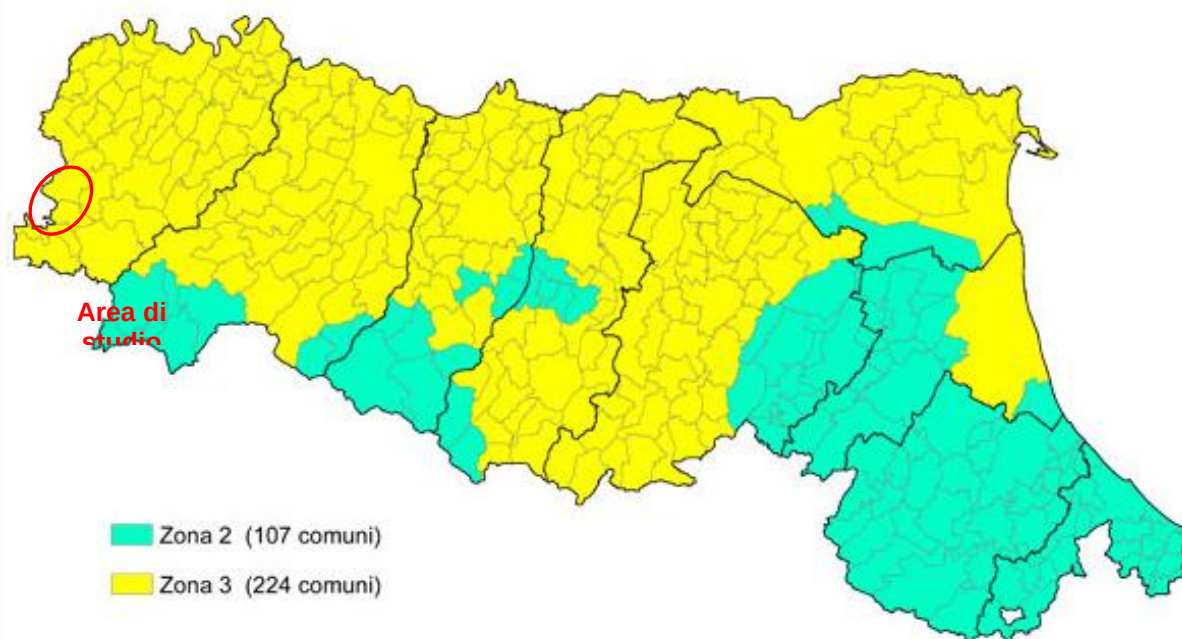


Figura 5-2 - Classificazione sismica dei Comuni della Regione Emilia-Romagna

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. 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 in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento; cfr. Figura 5-3), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 2475 anni).

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

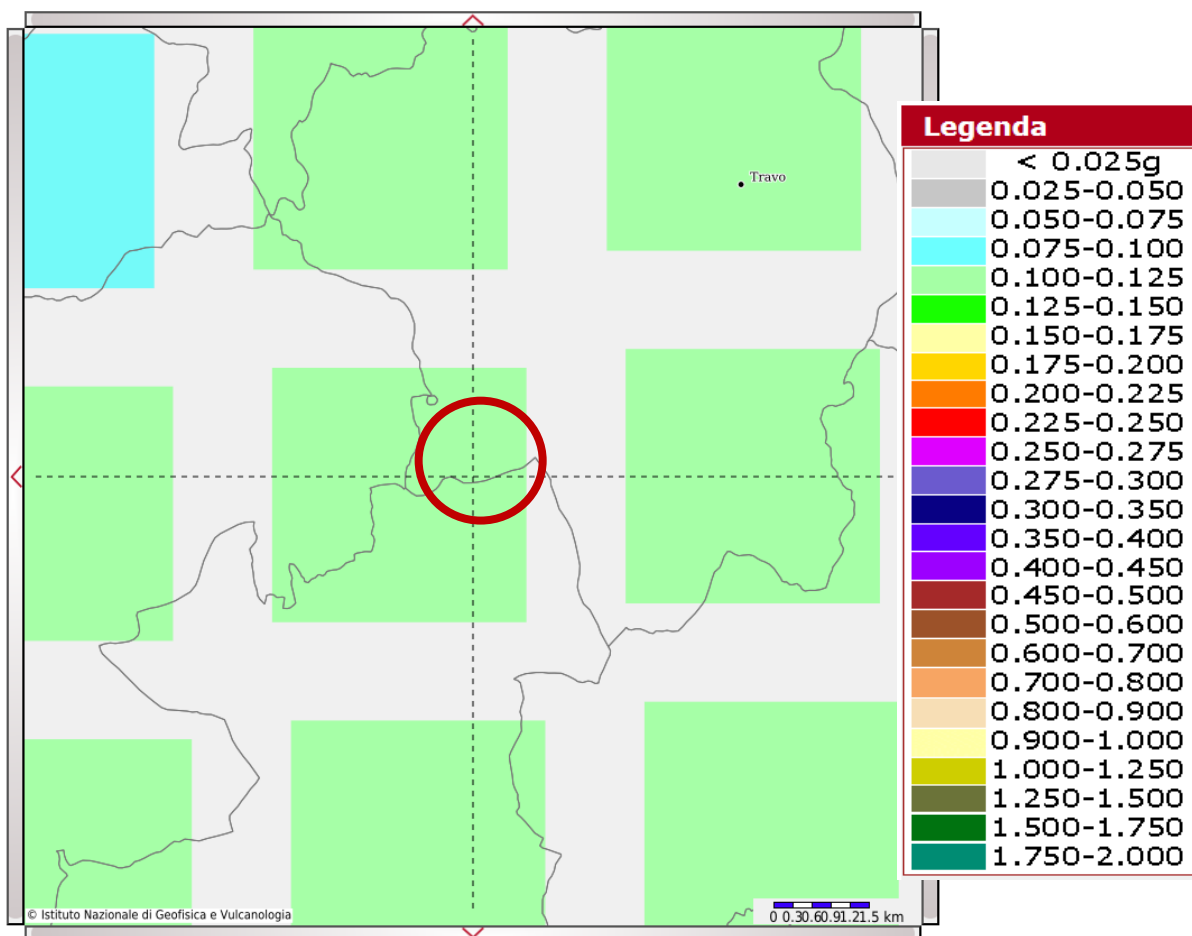


Figura 5-3- Mappatura dell'accelerazione orizzontale massima del terreno (a_g) con tempi di ritorno di 712 anni

Per determinare il tempo di ritorno (T_R) si utilizza l'espressione:

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

dove V_R è il periodo di riferimento della costruzione, mentre P_{V_R} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Dunque, sono stati utilizzati i parametri dell'opera già anticipati nel paragrafo 1.2.

- VITA NOMINALE: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

- *CLASSE D'USO 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 (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018).*
- *PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso III, il coefficiente d'uso risulta $C_u=1.50$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018).*

Da questi due parametri si ottiene il periodo di riferimento della costruzione che è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni.}$$

Quanto alle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , sono stati assunti i valori indicati nelle N.T.C. 01/2018 (vedi Tab. 3.2.I del Paragrafo 3.2.1 NTC 2018): in particolare, probabilità pari al 10%, per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della Vita (SLV) e pari al 63%, per lo stato limite di esercizio di Danno (SLD). Dato che il sito in esame (long. 9.5029, lat. 44.8204) non ricade nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

Alla luce di quanto sopradescritto i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche sono riportati nella seguente Tabella 5-2.

Stato Limite	Tempo di ritorno T_R (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO	45	0.041	2.524	0.227
SLD	75	0.051	2.527	0.247
SLV	712	0.118	2.492	0.291
SLC	1462	0.151	2.482	0.296

Tabella 5-2 – Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i tempi di ritorno associati a ciascun stato limite

5.3. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 17-01-2018 definisce 5 categorie in cui suddividere i terreni d'imposta in base ai valori di velocità delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{Seq} è definita dal parametro V_{S30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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.
E	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.

Tabella 5-3 - Categorie sismiche dei terreni

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m sotto il piano di posa della fondazione ($V_{S,eq}$) è definita come:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e V_1 sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo entro i 30 m dalla fondazione, N il numero degli strati e H la profondità del substrato.

Come descritto in precedenza, per determinare il valore delle onde di taglio V_s sono stati eseguiti rilievi sismici con prove Down-Hole e MASW (cfr. Cap. 3) che ha consentito di determinare la categoria del sottosuolo in esame. Esso appartiene alla Categoria E: "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".

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

5.4. Coefficienti sismici di progetto

Sulla base della categoria di appartenenza del terreno, il D.M. 17-01-2018 introduce i coefficienti S_s (coefficiente di amplificazione stratigrafica) e C_c (coefficiente funzione della categoria di sottosuolo) per tener conto dell'amplificazione stratigrafica del valore dell'azione sismica di progetto. Per le categorie B, C, D e E, questi due parametri possono essere calcolati attraverso le espressioni riportate in Tabella 5-4, dove i valori di F_0 e T_C^* sono relativi al sottosuolo di categoria A, g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	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	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Tabella 5-4 - Valori dei parametri S_s e C_c

L'analisi della superficie topografica ha, invece, consentito di escludere la presenza di effetti locali legati a elementi morfologici. Il sito oggetto di indagine è ubicato in zona pianeggiante, dove il piano campagna ha un angolo di inclinazione $<15^\circ$ e di conseguenza non si ha amplificazione topografica.

Con i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* riportati in Tabella 5-2 e Tabella 5-4, per le diverse categorie di suolo, in riferimento ai diversi stati limite, si ottengono i parametri di amplificazione per il fabbricato oggetto di studio, riportati in Tabella 5-5.

	S_s	C_c	S_t	A_{max} (m/s ²)	Beta	K_h	K_v
SLO	1.500	1.650	1.000	0.772	0.200	0.016	0.008

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

SLD	1.500	1.620	1.000	0.955	0.200	0.019	0.010
SLV	1.470	1.580	1.000	2.240	0.240	0.055	0.027
SLC	1.410	1.560	1.000	2.708	0.240	0.066	0.033

Tabella 5-5 – Coefficienti sismici di progetto

I coefficienti sismici di progetto vengono utilizzati nell'analisi della pericolosità sismica per la definizione degli spettri di risposta elastica ai diversi stati limite. Nel presente studio, che prevede uno studio completo di risposta sismica locale, la definizione degli spettri di risposta "semplificati" verranno utilizzati esclusivamente per confronto con gli spettri da RSL (cfr. Cap. 6).

5.5. Disaggregazione e magnitudo

Per poter definire la magnitudo di riferimento necessaria per la verifica a liquefazione è necessario dapprima definire le caratteristiche sismogenetiche del sito, cioè definire la coppia di dati magnitudo-distanza che meglio caratterizzano il sito stesso. Tale operazione, nota come disaggregazione, consiste nell'individuazione, a partire da uno studio di pericolosità sismica con metodo probabilistico, delle coppie di dati (appunto magnitudo e distanza) che maggiormente concorrono alla sismicità di un sito.

A tale scopo, si sono utilizzati i dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che fornisce i valori disaggregati magnitudo-distanza, ovvero, il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base con riferimento ai nodi del reticolo di riferimento, individuato dall'Allegato A delle NTC 2008 (nel caso in esame, si è considerato il nodo 18519). A titolo esemplificativo in Figura 5-4 si riporta la disaggregazione per lo stato limite SLV che evidenzia che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base è fornito da terremoti di magnitudo compresa tra 4.0 e 5.5 nel range 0.0÷10.0 km. Analoghe valutazioni sono state effettuate per lo stato limite SLD.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

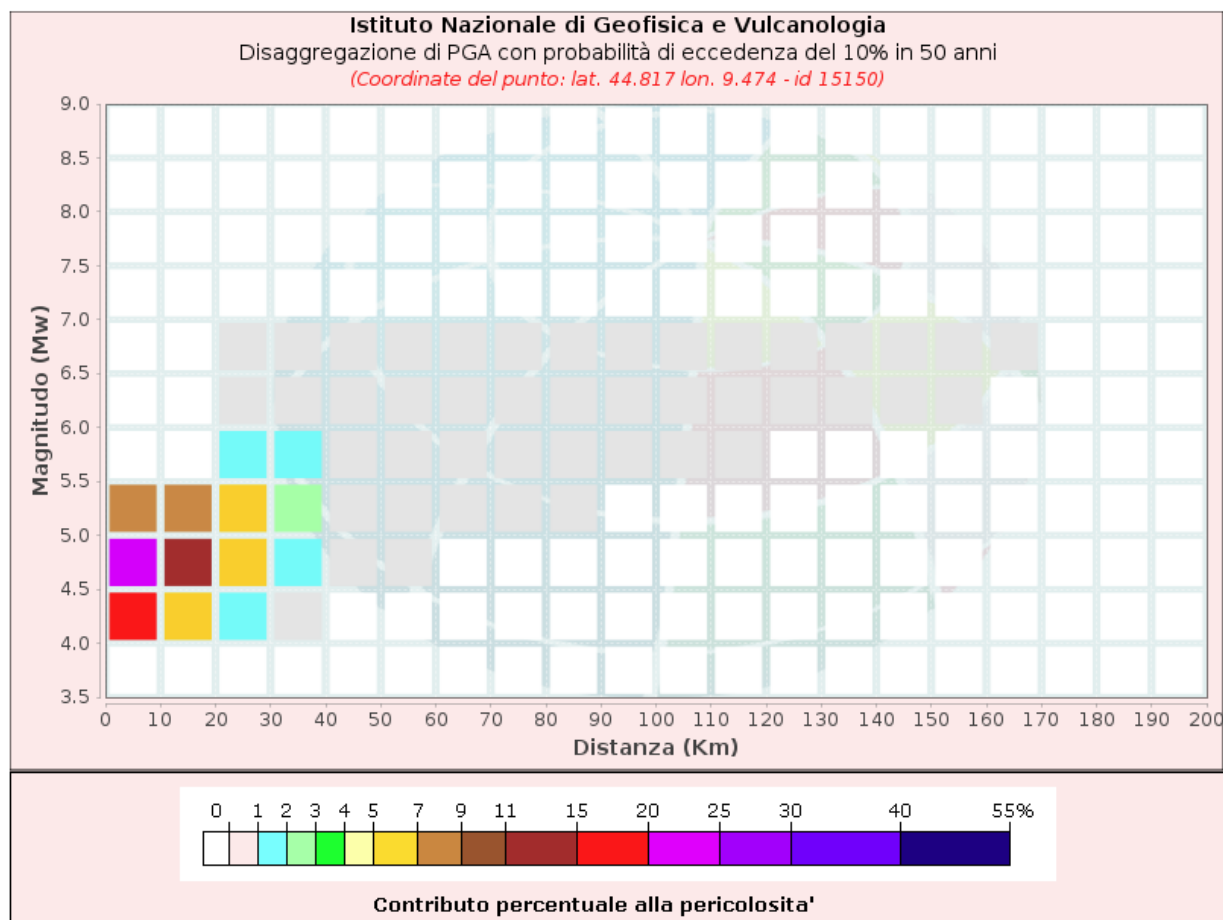


Figura 5-4 – Coppia di dati di disaggregazione magnitudo-distanza per il nodo 15150 per lo stato limite SLV

Per il nodo più prossimo all'intervento in progetto, mediante la costruzione della curva cumulata della disaggregazione magnitudo-distanza, si ricava la magnitudo $M_w = 5.5$, corrispondente al 95% percentile della curva. Tale valore sarà utilizzato per la verifica a liquefazione.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

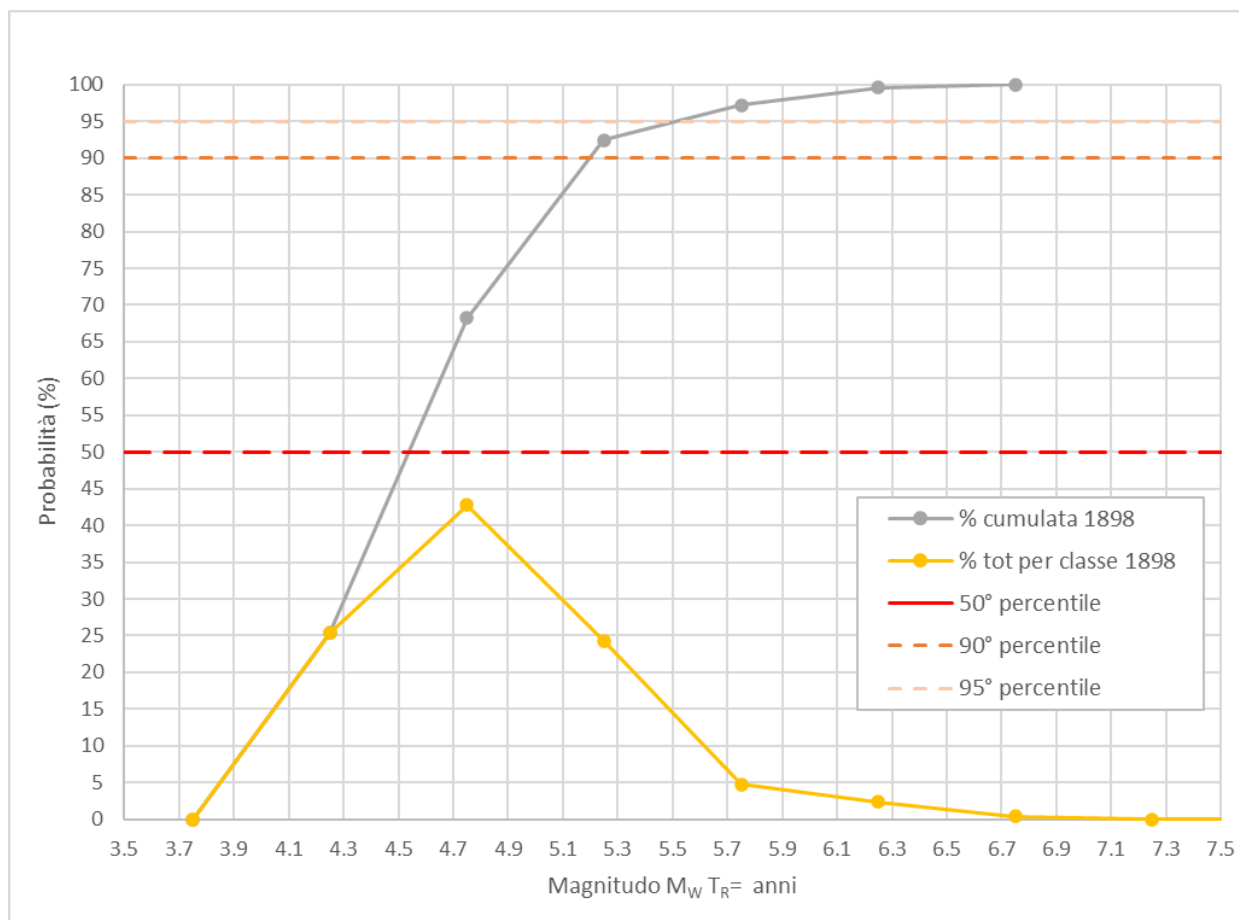


Figura 5-5 – Calcolo della magnitudo di riferimento per la liquefazione

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

6. Analisi della risposta sismica locale

La risposta sismica locale è il risultato di interazioni tra le onde sismiche e le condizioni locali, cioè l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche di depositi di terreno ed ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono.

In altre parole, le caratteristiche del sito sono le responsabili delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenze, che un moto sismico relativo ad una formazione rocciosa di base (terremoto di riferimento), subisce attraversando gli strati dal *bedrock* fino alla superficie (Lanzo G. et al., 1999).

Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

I passi da seguire nello studio del problema della risposta sismica locale sono:

1. Definizione del modello geofisico del sottosuolo;
2. Stima dell'accelerazione di base;
3. Definizione della disaggregazione magnitudo/distanza;
4. Estrazione, conversione e normalizzazione accelerogrammi di input;
5. Esecuzione dell'analisi e restituzione grafica in termini di:
 - a. Serie temporali
 - b. Spettri di risposta elastica in superficie

Nel presente studio la procedura di analisi di RSL è stata eseguita su una verticale ricostruita su base litostratigrafica basata sui dati delle prove geofisiche effettuate.

Di seguito verrà illustrato il modello adottato, successivamente verrà descritta la procedura di analisi di RSL e infine i risultati dell'analisi.

6.1. Modello geofisico del sottosuolo

La valutazione della risposta sismica locale richiede un'accurata modellazione delle caratteristiche geofisiche del sottosuolo, principalmente basata sui seguenti parametri:

- litologia;
- velocità delle onde sismiche di taglio (V_s);
- densità dei litotipi indagati;
- curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G/G_0) in funzione della deformazione e

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

densità in situ.

Tale modellazione va spinta in profondità fino a raggiungere il *bedrock* sismico, che teoricamente dovrebbe essere uno strato con velocità $V_s > 800$ m/s, oppure un passaggio tra due materiali caratterizzato da elevato contrasto di impedenza sismica.

6.1.1. Litologia

Per la determinazione delle caratteristiche litologiche sono stati utilizzati i dati della sezione litostratigrafica di Tav. 3.5, con riferimento all'asse mediano dell'opera.

La semplificazione stratigrafica utilizzata nell'analisi per la definizione del modello geofisico del sottosuolo è la seguente:

- Da p.c. a -2.80 m da p.c.: Ghiaie;
- Da -2.80 m da p.c. a -11.40 m da p.c.: depositi di frana
- Da -11.40 m a -14.60 m da p.c.: Ghiaie;
- Da -14.60 m a -15.60 m da p.c.: Substrato alterato;
- Da -15.60 m da p.c.: *Bedrock sismico*

6.1.2. Determinazione della Vs e bedrock sismico

Per quanto riguarda la velocità delle onde S si è fatto riferimento alle misure della prova Down-Hole, ovviamente rapportata alla stratigrafia in asse all'opera.

Nel caso in esame, il substrato 16 m da p.c., presenta valori superiori agli 800 m/s quindi costituisce il *bedrock* sismica.

6.1.3. Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidità (G) in funzione della deformazione

Per la valutazione delle curve di variazione del rapporto di smorzamento (D) e del decadimento del modulo di taglio normalizzato (rigidità, G/G_0) in funzione della deformazione di taglio γ sono state utilizzate curve G/G_0 e D di letteratura elaborate per terreni consimili a quelli individuati nell'area di indagine.

In particolare, per i depositi argillosi fine è stata utilizzata la curva Vucetic & Dobry, $PI = 30$ (1993)³, mentre per i depositi ghiaiosi è stata utilizzata invece la curva determinata da Rollins⁴ (1998), come specificato in Tabella 6-1.

³ M. Vucetic; R. Dobry – 1991 – Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response - Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, Issue 1.

⁴ Rollins et alii (1998) – Shear Modulus and damping relationships for gravels. J. Geotech and Geoenvironmental Engineering 124(5); 396-405.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Tipo di curva	Litologia	α	β	η	λ
Vucetic & Dobry, PI = 15	Frana	16.20	0.83	30.70	2.82
Rollins	Ghiaia	15.34	0.87	20.1	2.19
Vucetic & Dobry, PI = 0	Substrato alterato	23.21	0.88	26.91	2.50

Tabella 6-1 – Riepilogo parametri fondamentali dalle curve di letteratura

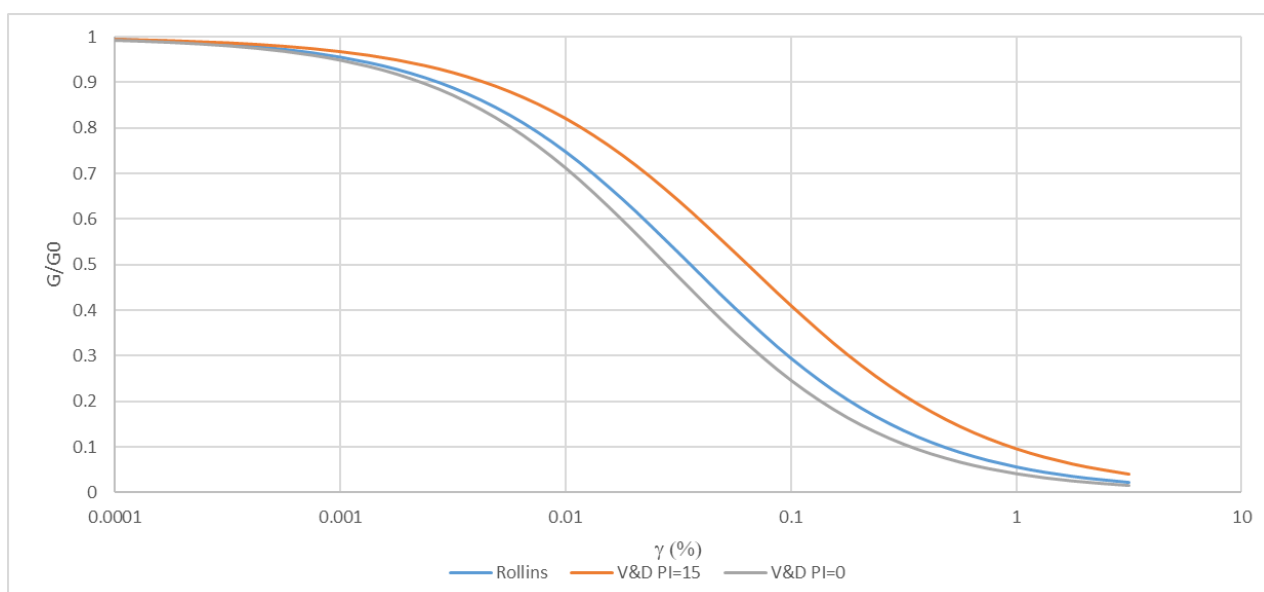
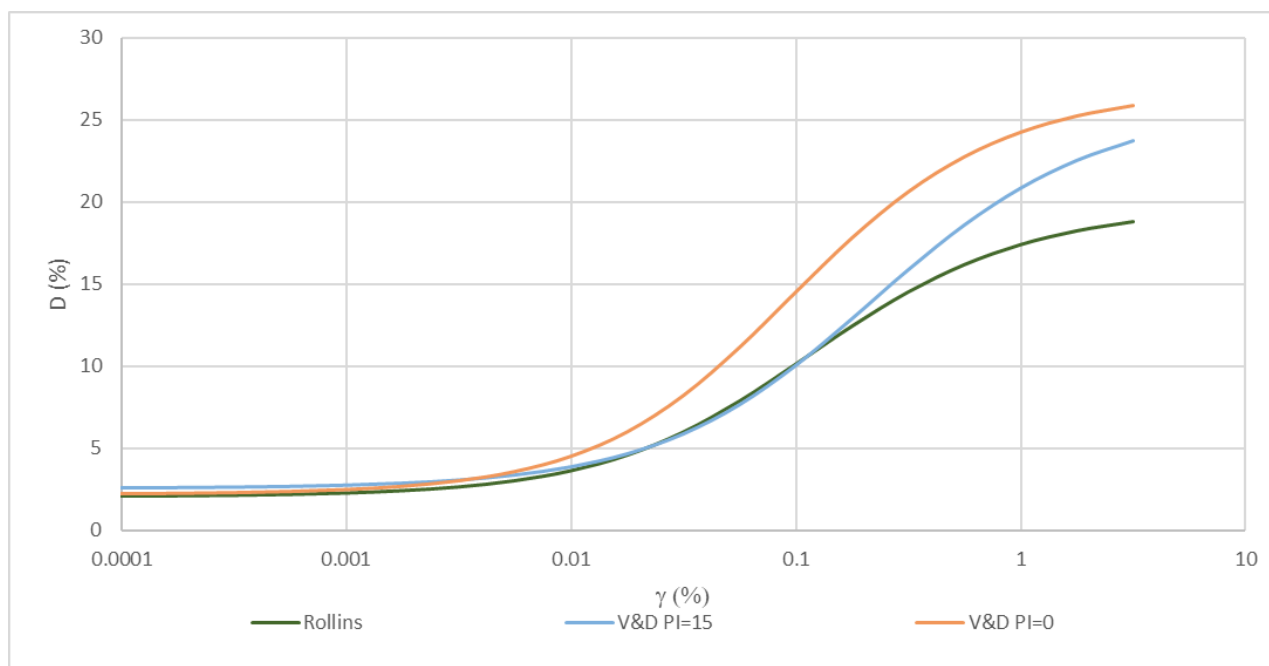


Figura 6-1 – Grafico delle curve di interpolazione G/G_0 per tutti i terreni

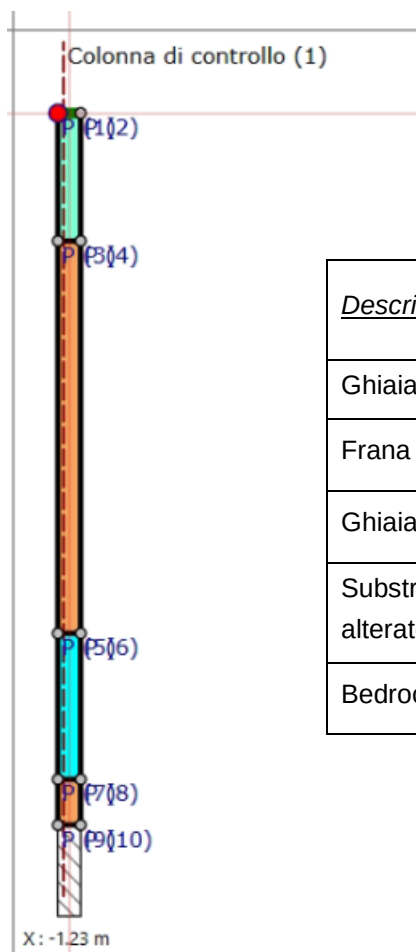


3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Figura 6-2 – Grafico delle curve di interpolazione D per tutti i terreni

6.1.4. Descrizione del modello

Sulla base delle caratteristiche litostratigrafiche è stato costruito il modello nel programma LSR2D, la cui rappresentazione è riportata in Tabella 6-2, contenente anche le caratteristiche meccaniche dei singoli strati.



<u>Descrizione</u>	<u>Spessore (m)</u>	<u>γ (kN/m³)</u>	<u>V_s (m/s)</u>	<u>Curva G/G0 e D</u>
Ghiaia	2.80	20.00	270	Rollins
Frana	8.60	19.00	270	V&D PI=15
Ghiaia	3.20	20.00	450	Rollins
Substrato alterato	1.00	22.00	520	V&D PI=0
Bedrock		22.00	820	

Tabella 6-2 – Modello sismostratigrafico e caratteristiche meccaniche strati

Il modello FEM viene ottenuto mediante una discretizzazione con elementi finiti piani a quattro nodi del dominio (maglia rettangolare). Il passo della *mesh* adottato è stato di soli 0.50 m.

Le analisi della risposta sismica locale sono state effettuate per 3 stati limite, lo Stato Limite per la salvaguardia della vita (SLV), lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite Operativo (SLO). Per ognuno di questi, nel

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

paragrafo 6.3 sono riportati i risultati ottenuti.

6.1.5. Azioni sismiche in ingresso

Quali segnali di input sismico sono stati utilizzati quelli forniti dalla piattaforma WebGIS sviluppata da EUCENTRE per la Regione Emilia-Romagna nell'ambito dell'accordo "Acquisizione del servizio di rilevamento a scala regionale del rischio sismico degli edifici residenziali ordinari e aggiornamento dei segnali di riferimento per la stima della risposta sismica locale negli studi di microzonazione sismica di terzo livello di approfondimento"⁵.

Tutti i segnali sono stati selezionati attraverso una procedura che valuta la similarità tra le forme spettrali di riferimento e la forma degli spettri di risposta dei segnali contenuti nelle banche dati.

Il servizio fornisce 7 accelerogrammi per ciascun nodo del reticolo di riferimento della pericolosità sismica locale dell'Allegato A delle NTC 2008. Per il sito indagato sono stati utilizzati i sismi riferiti al nodo più vicino: il 15150.

Gli accelerogrammi sono stati estratti per tempi di ritorno di 101 anni, per gli stati limite SLO e SLD, e 975 anni, per lo stato limite SLV.

Tutti i sismi sono stati scalati in accelerazione per ottenere un valore massimo di input compatibile con quello previsto per la localizzazione del sito.

Magnitude(Mw)	Epic.Distance (km)	Scaling_Factor %	Source	File_Name
6.19	38.63	0.82	NGA	RSN455_MORGAN_G01230.AT2
6.93	92.21	0.72	NGA	RSN788_LOMAP_PJH315.AT2
5.90	50.00	1.64	ESM	FC.ALG..HNE.D.19891029.190913.C.ACC.ASC
6.69	38.07	0.41	NGA	RSN1091_NORTHR_VAS090.AT2
6.20	81.40	2.19	NGA	RSN2929_CHICHI.04_TTN042N.AT2
6.60	62.00	0.77	KiKnet	SAGH050503201053.NS2
6.50	51.30	0.69	ESM	IT.TER..HGN.D.20161030.064018.C.ACC.ASC

Tabella 6-3 – Sismi con tempo di ritorno di 101 anni e utilizzati per gli stati limite SLO e SLD

Magnitude(Mw)	Epic.Distance (km)	Scaling_Factor %	Source	File_Name
6.90	62.90	0.61	ESM	EU.HRZ..HNN.D.19790415.061941.C.ACC.ASC
6.19	38.63	1.90	NGA	RSN455_MORGAN_G01230.AT2
6.69	38.07	0.88	NGA	RSN1091_NORTHR_VAS000.AT2
6.20	78.79	2.06	NGA	RSN2989_CHICHI.05_CHY102E.AT2

⁵ [R.E.R. \(eucentre.it\)](http://R.E.R.(eucentre.it))

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

6.60	31.00	0.53	KiKnet	SMNH100010061330.EW2
6.50	57.74	2.85	NGA	RSN8167_SANSIMEO_DCPP247.AT2
6.50	62.00	1.80	KiKnet	SAGH050503201053.NS2

Tabella 6-4 – Sismi con tempo di ritorno di 975 anni e utilizzati per lo stato limite SLV

6.2. Procedura di analisi RSL

Per la valutazione della risposta sismica locale è stato utilizzato il codice di calcolo LSR 2D (Local Sismic Response 2D) Ver. 5.0.9 di STACEC.

Il codice di calcolo LSR2D consente di effettuare una modellazione bidimensionale del problema mediante il metodo degli elementi finiti, nel dominio del tempo, in tensioni totali, utilizzando il metodo lineare equivalente e tenendo conto della deformabilità del substrato.

Qualora la stratigrafia in esame non presenti problematiche di carattere bidimensionale, come nel caso in esame, è comunque possibile studiare il problema monodimensionale grazie ad una discretizzazione di una striscia unitaria di terreno e all'applicazione di un sistema di vincoli sul modello FEM tale da consentire solo deformazioni di taglio.

6.2.1. Metodo lineare equivalente

Il comportamento meccanico dei terreni sotto l'effetto di carichi ciclici ad elevata frequenza è alquanto complesso e caratterizzato da marcata non linearità, accumulo di deformazioni permanenti, dissipazione di energia e degradazione progressiva delle caratteristiche meccaniche per effetto del numero di cicli di carico applicati. In presenza di fluido interstiziale, alle suddette problematiche si aggiunge l'accumulo di sovrappressioni interstiziali in condizioni di drenaggio impedito o parziale, che sono comunque le più frequenti, in considerazione della velocità di applicazione del carico.

La modellazione di tali fenomeni richiede l'utilizzo di legami costitutivi complessi, che oltretutto difficilmente riescono a riprodurre simultaneamente tutte le specificità del comportamento dei terreni. Per tale ragione spesso si preferisce fare riferimento a modelli costitutivi semplificati che, pur non essendo rigorosi, riescono a riprodurre il comportamento in modo adeguato in riferimento alla specifica applicazione.

In particolare, per quanto riguarda la risposta sismica dei depositi, l'approccio visco-elastico lineare equivalente rappresenta un valido compromesso tra semplificazione delle analisi ed accuratezza dei risultati. La strategia consiste sostanzialmente nel fare riferimento alle soluzioni visco-elastiche lineari per la propagazione delle onde sismiche adeguando in modo iterativo i parametri costitutivi in funzione del livello deformativo indotto dal moto sismico nel terreno.

Tale modello lineare equivalente, studia il comportamento tra tensione e deformazione del terreno basandosi sul modello di Kelvin-Voigt, illustrato in Figura 6-3. La tensione τ dipende dalla deformazione γ e dalla sua derivata $\dot{\gamma}$, secondo la relazione:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma}$$

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

dove:

- G = Modulo di taglio;
- η = viscosità del mezzo;

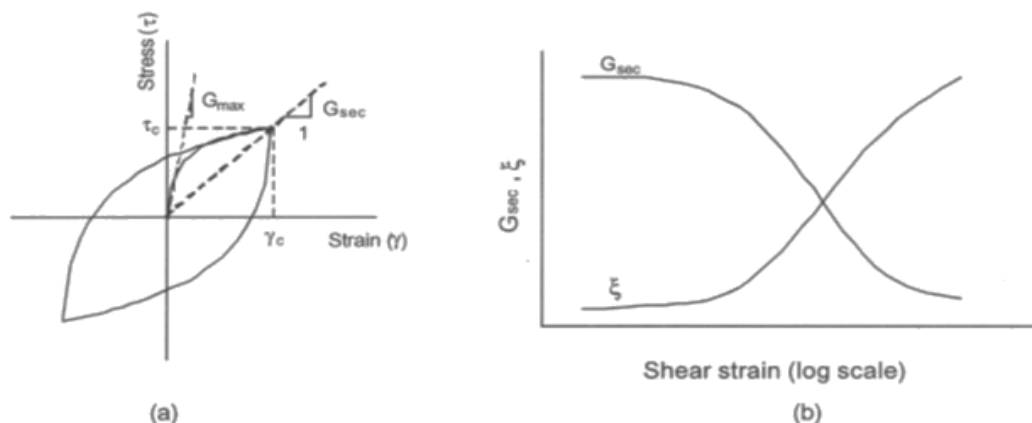


Figura 6-3 - Modello lineare equivalente: (a) curve tensioni - deformazioni; (b) variazione del modulo.

Il comportamento non lineare del terreno, durante un ciclo di carico, viene approssimato per come mostrato in Figura 6-3. Il modulo di taglio equivalente, G , è preso considerando il modulo di taglio secante G_s .

È possibile notare come alla fine di un ciclo controllato e simmetrico di tensioni si ha:

$$G_s = \frac{\tau_c}{\gamma_c}$$

La curva $G_s - \gamma$ non può avere una forma arbitraria ma deriva dalla curva $\tau - \gamma$ e sussiste la seguente relazione:

$$\frac{d\tau}{d\gamma} = G_s(\gamma) + \frac{dG_s}{d\gamma} \gamma \geq 0$$

La descrizione del comportamento meccanico dei terreni nei confronti dei carichi ciclici non può peraltro prescindere dalla dissipazione intrinseca di energia che si verifica durante i cicli di carico-scarico. Il parametro di riferimento a tal riguardo è costituito dal coefficiente di smorzamento D , definito come:

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W^{dissp}}{W^{max}}$$

dove:

- ΔW^{dissp} = quantità di energia dissipata, per unità di volume, dal terreno durante un ciclo di carico armonico;
- W^{max} = massima energia di deformazione, per unità di volume, immagazzinata dal terreno durante lo stesso ciclo di carico armonico;

In definitiva la risposta non lineare del terreno tramite il modello viscoelastico lineare equivalente viene riassunta mediante delle curve di riduzione del modulo di taglio e di incremento del rapporto di smorzamento

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

(Figura 6-3b).

6.2.2. Soluzione alla singola iterazione mediante FEM

L'approccio utilizzato per la soluzione visco-elastica lineare all'interno dell'i-esimo ciclo iterativo utilizza il metodo degli elementi finiti. In particolare, il deposito di terreno viene discretizzato mediante una "mesh" di elementi finiti piani che possono avere forma quadrangolare o rettangolare a seconda dei casi (Figura 6-4) e caricato mediante un'accelerazione alla base dello stesso (bedrock), la soluzione dell'equazione del moto viene poi ottenuta nel dominio del tempo utilizzando il metodo di integrazione di Newmark.

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Ma_g$$

dove:

M = matrice di massa del sistema;

C = matrice di smorzamento del sistema;

K = matrice di rigidezza del sistema;

$\ddot{u}, \dot{u}, u$ = rispettivamente vettori di accelerazione, velocità e spostamento del sistema;

a_g = vettore di accelerazione alla base;

Tale equazione vale per ogni istante di tempo t_n e descrive l'equilibrio dinamico del sistema. La soluzione in termini di spostamento velocità ed accelerazione per ogni t_n viene ottenuta a partire dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned}\dot{u}_n &= \dot{u}_{n-1} + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_{n-1} + \gamma \ddot{u}_n] \\ u_n &= u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - \beta) \ddot{u}_{n-1} + 2\beta \ddot{u}_n]\end{aligned}$$

dove:

Δt = incremento temporale tra l'istante di tempo t_n e $t_n - 1$;

β = parametro del metodo di integrazione posto pari a 0.25;

γ = parametro del metodo di integrazione posto pari a 0.50;

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

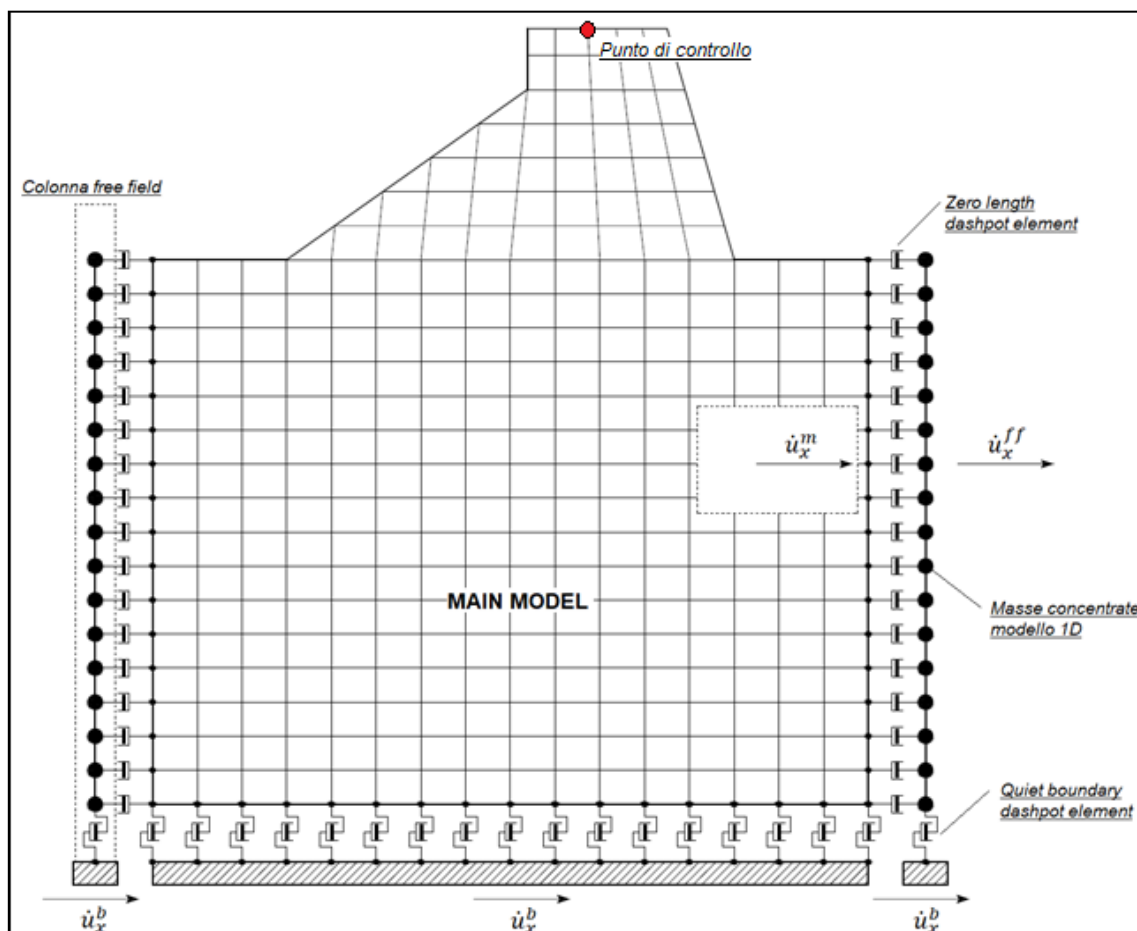


Figura 6-4 - Discretizzazione FEM del terreno.

6.2.3. Smorzamento

La matrice di smorzamento del sistema viene ottenuta mediante l'assemblaggio delle matrici di smorzamento dei singoli elementi, queste ultime ottenute a loro volta come:

$$C_q = \alpha_q M_q + \beta_q K_q$$

dove:

- α_q e β_q = coefficienti di smorzamento alla Reyleigh;

Tali coefficienti vengono ottenuti a partire dal rapporto di smorzamento viscoso del singolo elemento e dalla relazione seguente:

$$\dot{u}_n = \dot{u}_{n-1} + \Delta t [(1 - \gamma) \ddot{u}_{n-1} + \gamma \ddot{u}_n]$$

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

$$u_n = u_{n-1} + \Delta t \dot{u}_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - \beta) \ddot{u}_{n-1} + 2\beta \ddot{u}_n]$$

da cui si ottiene (Hudson, 1994):

$$D_q = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_q}{\omega} + \beta_q \omega \right)$$

dove:

- ω_1 = frequenza naturale del primo modo del deposito;
- $\omega_2 = n * \omega_1$ con $n = \omega_i / \omega_1$ (approssimato all'intero pari più grande) e ω_i frequenza di picco dello spettro ottenuto a partire dall'accelerazione di bedrock;

6.2.4. Procedimento iterativo

La procedura iterativa che consente di ottenere la risposta non lineare del sistema consiste nell'eseguire una sequenza di analisi lineari, con aggiornamento iterativo dei parametri di rigidezza e smorzamento, fino al raggiungimento di un prefissato criterio di convergenza. Lo schema della procedura iterativa su cui è basato il modello lineare equivalente, da applicare ad ogni strato in cui è stato discretizzato il profilo stratigrafico, è il seguente:

1. definizione di curve $G = G(\gamma)$ e $D = D(\gamma)$ per i diversi strati;
2. inizializzazione dei valori del modulo di taglio e del fattore di smorzamento ai livelli di piccole deformazioni (G_0 e D_0);
3. calcolo della risposta dinamica del suolo e valutazione della deformazione massima a taglio in ogni strato (γ_1);
4. aggiornamento dei valori $G_1 = G(\gamma_1)$ e $D_1 = D(\gamma_1)$;
5. iterazione dei passi 3 e 4 fino a convergenza ($\gamma_i - 1 \sim \gamma_i$).

6.2.5. Interpretazione dei risultati

Il risultato della procedura iterativa sopradescritta non è altro che la storia temporale di accelerazione, velocità e spostamento di ogni grado di libertà del modello FEM.

Tuttavia, dal punto di vista ingegneristico è interessante monitorare la risposta in termini di accelerazione in superficie in corrispondenza di uno o più punti di controllo in modo da comprendere quelli che sono gli effetti indotti dal sito sull'amplificazione della sorgente sismica.

6.3. Analisi dei risultati

I risultati delle modellazioni effettuate sono stati espressi, per la verticale di indagine, in termini di:

- Serie temporali in accelerazione;
- Profilo della PGA in funzione della profondità;
- Spettro di risposta elastico in pseudoaccelerazione in superficie.

Di seguito viene illustrato lo studio di risposta sismica locale lungo la verticale SCPTU1.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

6.3.1. Serie temporali

Le serie temporali in accelerazione (accelerogrammi) in output costituiscono la modifica dei segnali originali in input in funzione delle caratteristiche del terreno.

Nelle figure seguenti vengono riportati i grafici degli accelerogrammi per i diversi stati limite SLV, SLD e SLO per la verticale d'indagine.

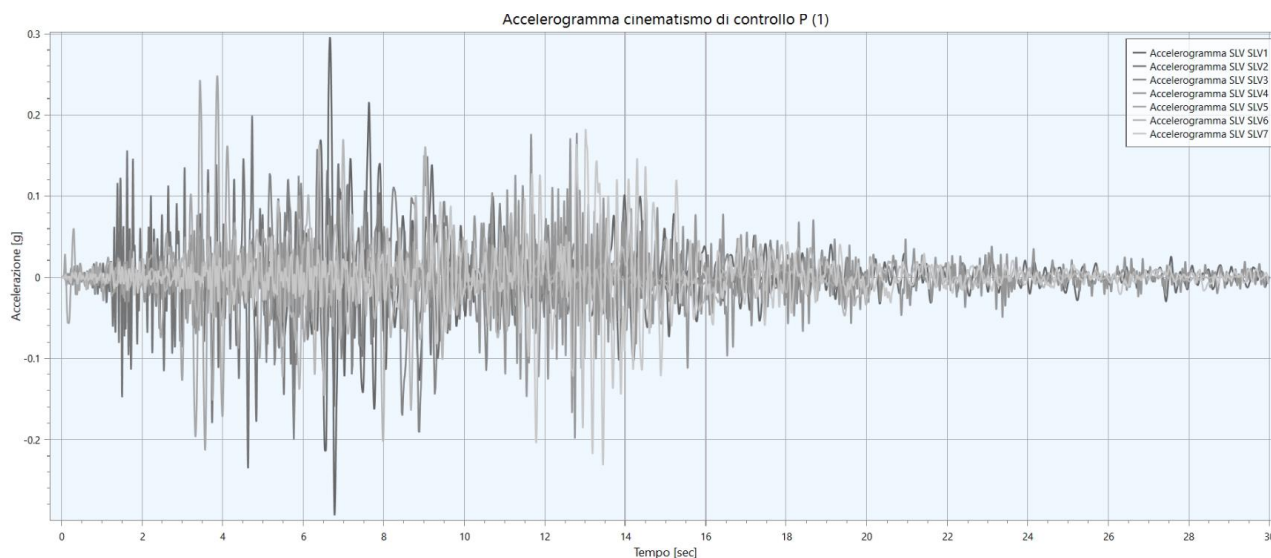


Figura 6-5 - Serie temporali di output per la colonna di indagine - SLV

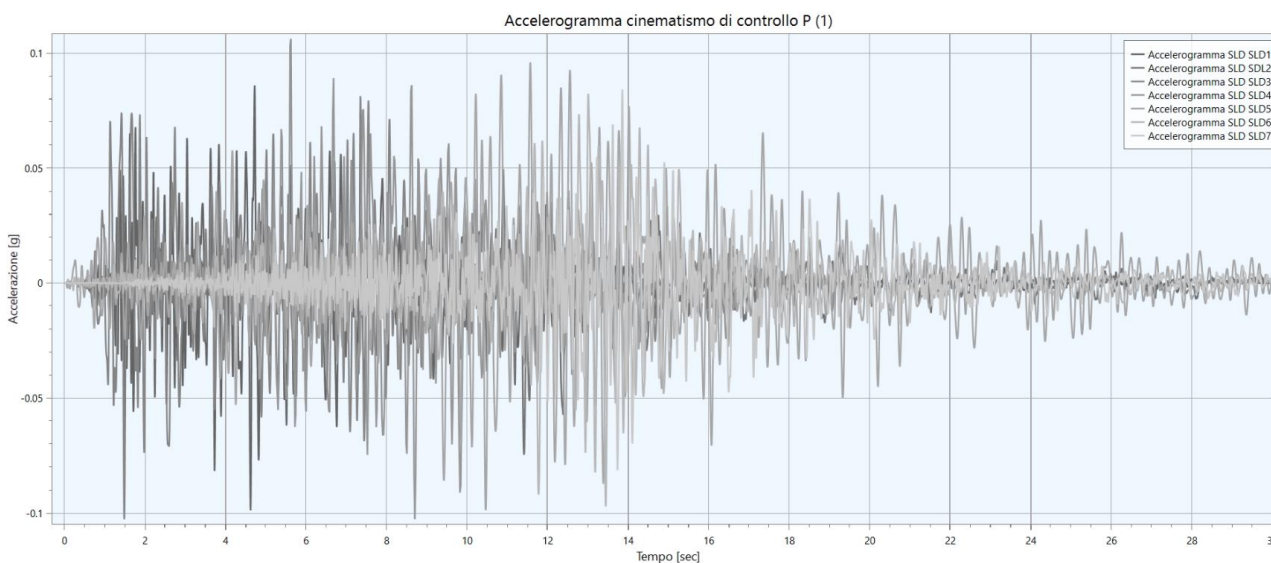


Figura 6-6 - Serie temporali di output per la colonna di indagine - SLD

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

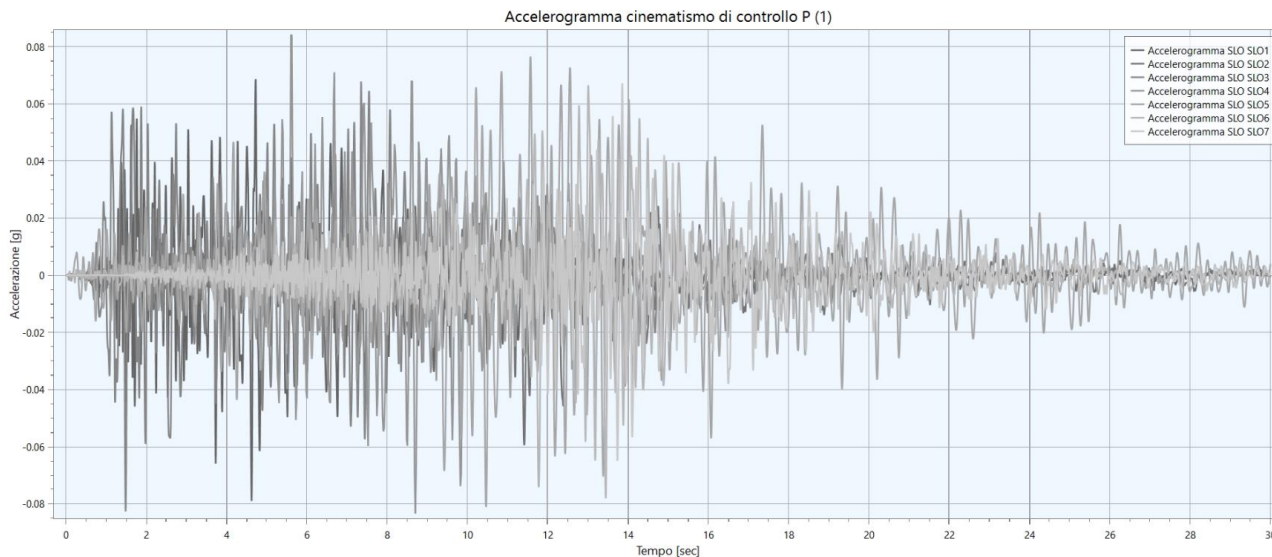


Figura 6-7 - Serie temporali di output per la colonna di indagine – SLO

6.3.2. Profilo della PGA in funzione della profondità

La variazione della PGA con la profondità all'interno del modello è sintetizzata nella figura seguente (Figura 6-8) per i tre diversi stati limite.

Come si può constatare il valore massimo della PGA è pari a circa 2.26 m/s^2 per lo stato limite SLV e 0.93 m/s^2 per SLD.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

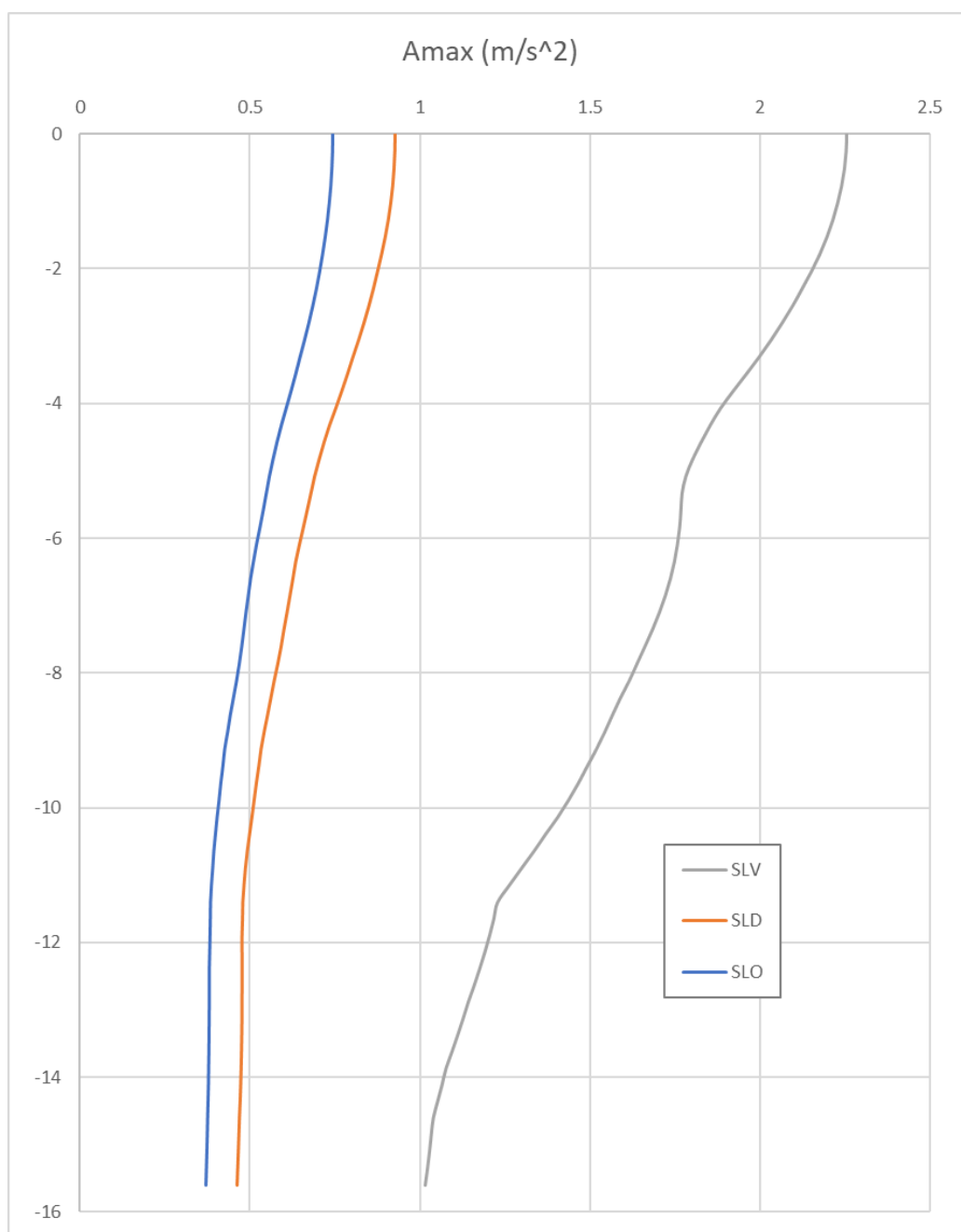


Figura 6-8 – Distribuzione delle accelerazioni lungo la verticale

6.3.3. Spettri di risposta elastici in superficie

Altri dati di notevole interesse per la progettazione sono gli spettri di risposta elastici in pseudoaccelerazione, ricavati per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Lo spettro di risposta è ottenuto come media degli spettri dei singoli accelerogrammi, come illustrato, a titolo esemplificativo, in Figura 6-9 in SLV, in cui sono rappresentati tutti i segnali utilizzati, indicati in grigio, oltre alla curva rappresentante il valore medio indicata in rosso.

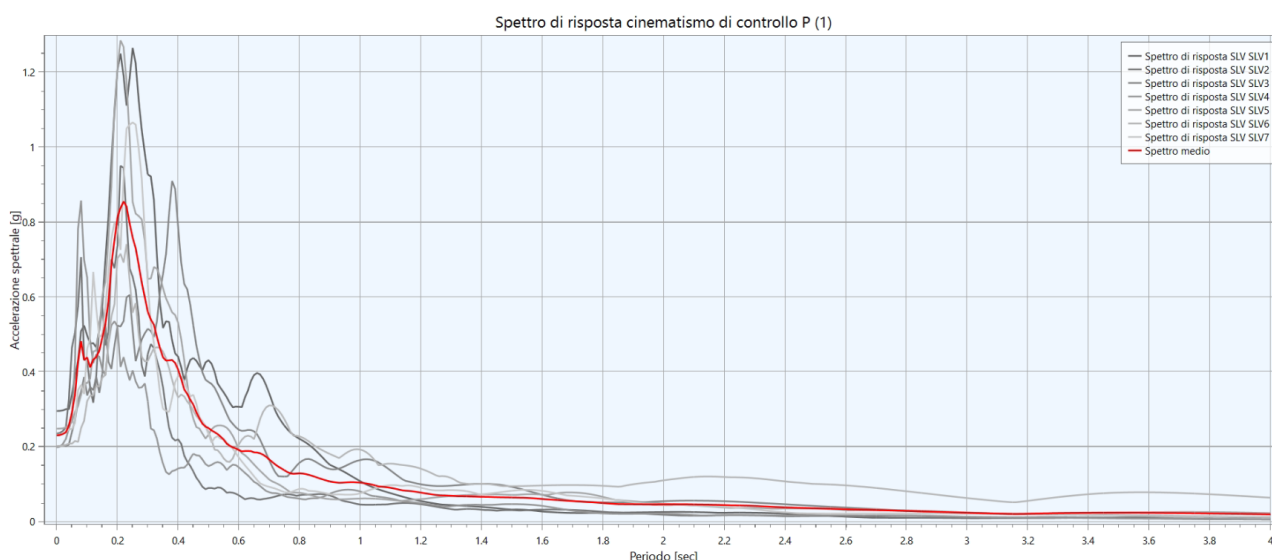


Figura 6-9 – Spettri di risposta elastici in accelerazione per la verticale – SLV

6.3.3.1. Spettri di risposta normalizzati

Le verifiche progettuali delle strutture richiedono anche i parametri espressi secondo i parametri di normativa (a_g , F_0 , T_B , T_C , T_C^* , T_D , C_C , S , η); per questo motivo, è necessario dapprima normalizzare lo spettro elastico ricavato dalla risposta sismica locale.

Considerato che la procedura di normalizzazione dello spettro non è prevista dalle NTC 2018 si sono seguite le indicazioni fornite dalle Ordinanze P.C.M N° 24 del 12/5/2017 e n° 55 del 24/4/2018, modificate per la sola determinazione di T_d ⁶ con il metodo di Newmak-Hall⁷.

La normalizzazione dello spettro è avvenuta attraverso la seguente metodologia:

- Dallo spettro in pseudoaccelerazione calcolato con la RSL (SA) si determina il periodo proprio (T_A) per il quale è massimo il valore dello stesso;
- Si calcola il valore medio dello spettro (S_{am}) nell'intorno di T_A tra $0.5 T_A$ e $1.5 T_A$. Questo valore viene assunto come valore costante del tratto ad accelerazione costante dello spettro standard:

⁶ La modifica del valore di T_D si è resa necessaria poiché la formula indicata dalla dalle ordinanze porta ad una evidente sovrastima dello spettro nel tratto tra T_C e T_D .

⁷ Newmark NM, Hall WJ, *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, 1982.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

$$SA_m = \int_{0.5TA}^{1.5TA} SA(T) dT$$

- c) Si determina lo spettro di pseudovelocità (SV) a partire da quello di accelerazione, moltiplicando le ordinate spettrali di quest'ultimo per l'inverso della corrispondente frequenza circolare $\omega = 2\pi/T$:

$$SV(T) = SA(T) * \frac{T}{2\pi}$$

e quindi si individua il periodo (TV) per il quale è massimo il valore dello spettro di pseudovelocità;

- d) Si calcola il valore medio dello spettro (SV_m) nell'intorno di TV tra 0.8 TV e 1.2 TV:

$$SV_m = \frac{1}{0.4 * TV} \int_{0.8TV}^{1.2TV} SV(T) dT$$

- e) Si determina il periodo in corrispondenza del quale si incontrano i due rami dello spettro ad accelerazione costante e velocità costante:

$$T_c = 2\pi * \frac{SV_m}{SA_m}$$

- f) Si determina lo spettro di pseudospostamento (SD) a partire da quello di velocità e quindi si individua il periodo (TD) per il quale è massimo il valore dello spettro di pseudospostamento;
g) Si calcola il valore medio dello spettro (SD_m) nell'intorno di TD tra 0.8 TD e 1.2 TD:

$$SD_m = \frac{1}{0.4 * TD} \int_{0.8TD}^{1.2TD} SD(T) dT$$

- h) Si calcola il valore di T_D con la formula:

$$T_D = 2\pi * \frac{SD_m}{SV_m}$$

- i) Si determina T_B=1/3*T_C

- j) Si determina il valore di F₀ come rapporto SA_m/a_{max}, dove a_{max} è ricavato dalla seguente equazione:

$$a_{max} = \left(\frac{S_e(T=0.01 s)}{SA_m} - \frac{0.01}{T_B} \right) * \left(\frac{SA_m}{1 - \frac{0.01}{T_B}} \right)$$

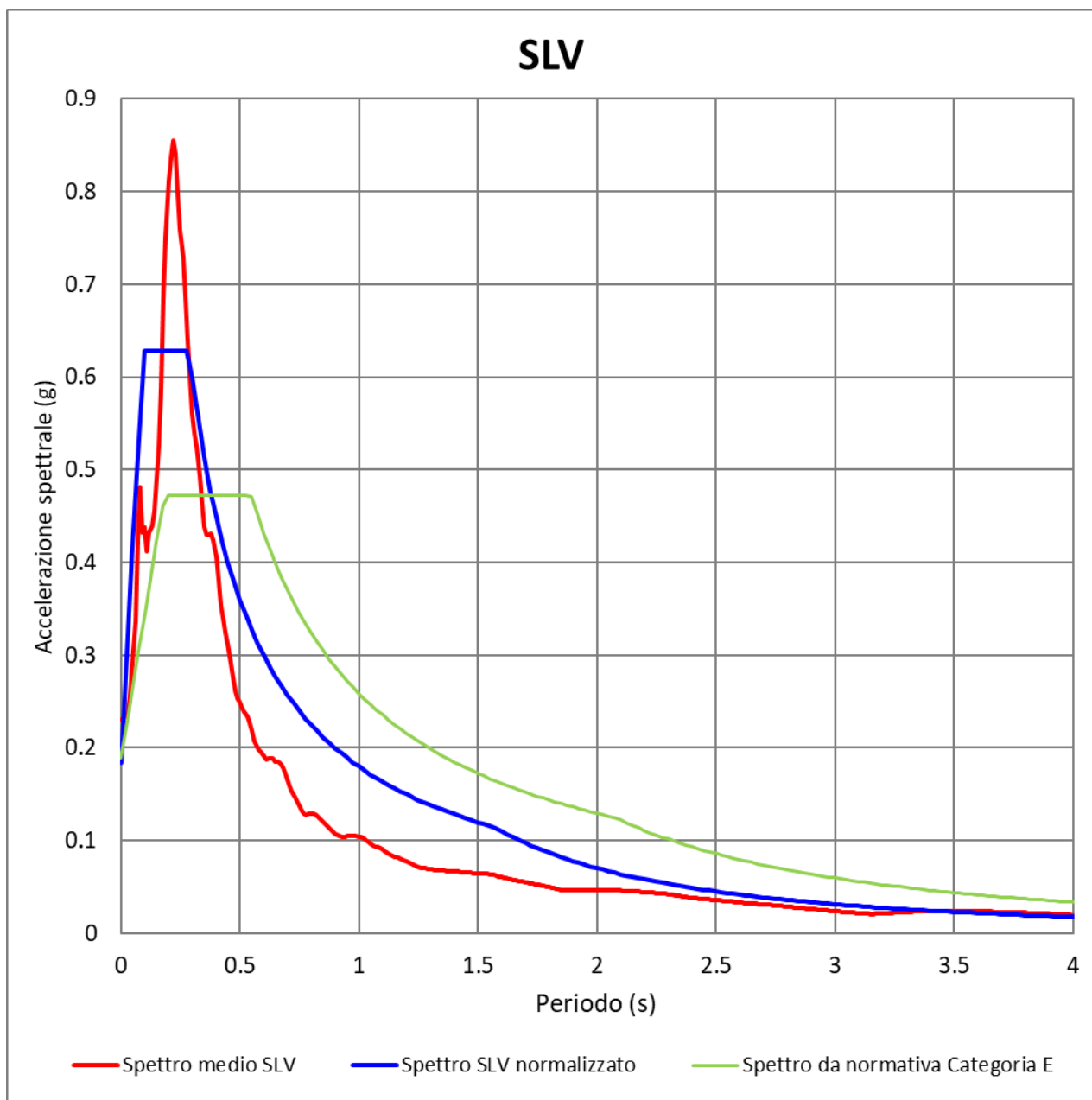
- k) Si applicano le seguenti equazioni riportate in NTC 2018 (Cap. 3.2.3.2.1) per la determinazione dei tratti dello spettro tra T_A=0, T_B, T_C, T_D, fino a un T di interesse.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Nelle figure seguenti vengono rappresentate le sovrapposizioni del valor medio dello spettro derivante dall'analisi di risposta sismica locale con lo spettro semplificato da normativa per gli stati limite SLV, SLD e SLO e con lo spettro normalizzato, ottenuto come descritto nel paragrafo precedente. Il confronto è effettuato con lo spettro calcolato per tempi di ritorno di 712 anni per la categoria di sottosuolo E, che rappresenta lo spettro di riferimento del sito oggetto di studio in caso di analisi semplificata.

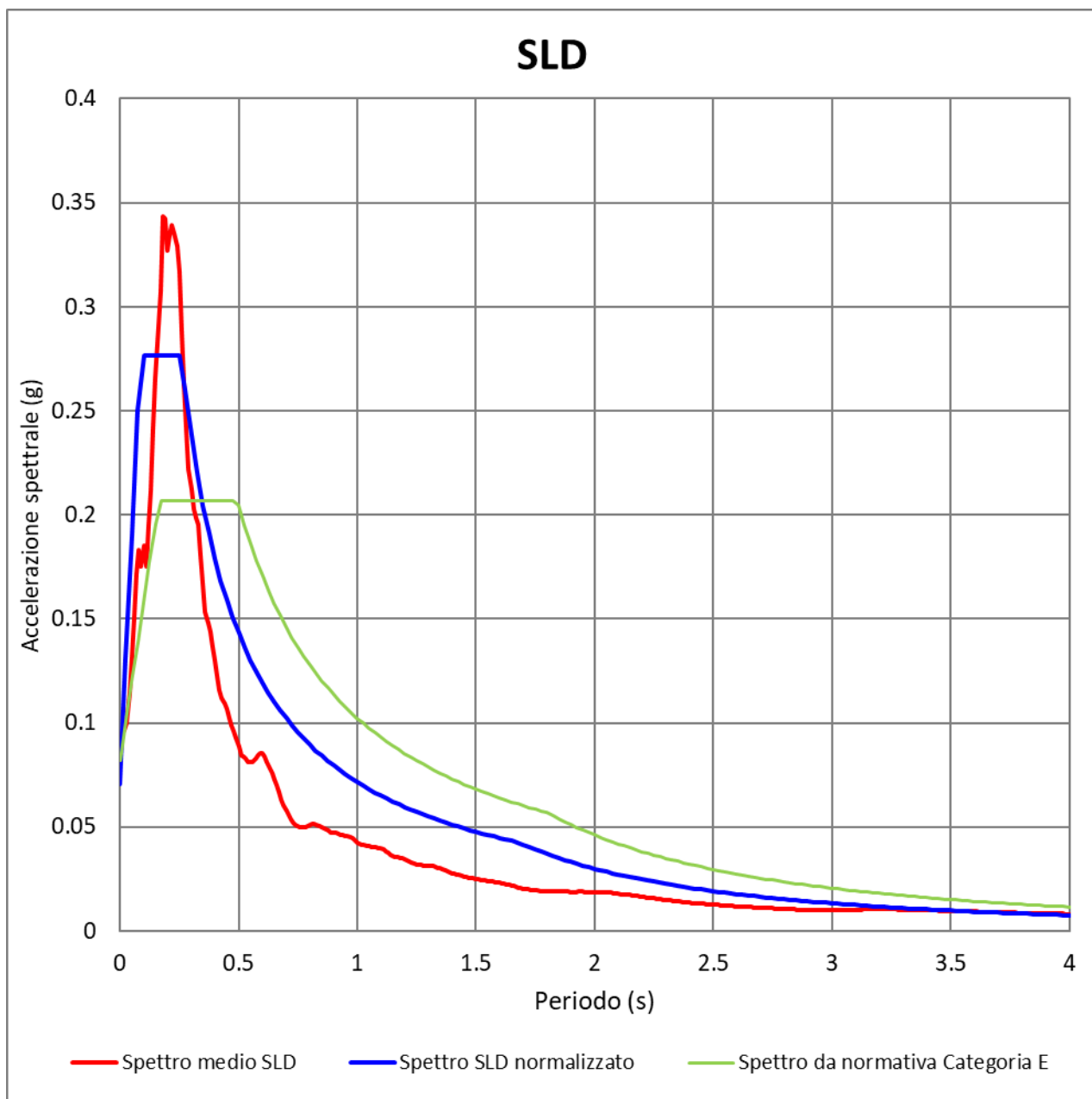
3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA



Parametri normalizzati							
$a_{max}(T=0)$	F_o	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td
0.183	3.424	0.152	1.000	1.000	0.095	0.286	1.565

Figura 6-10 – Valori medi dello spettro elastico di risposta in accelerazione per il punto di controllo analizzato confrontato con lo spettro semplificato di normativa E calcolato per $T_r=712$ anni e lo spettro normalizzato (con i relativi parametri normalizzati) – SLV

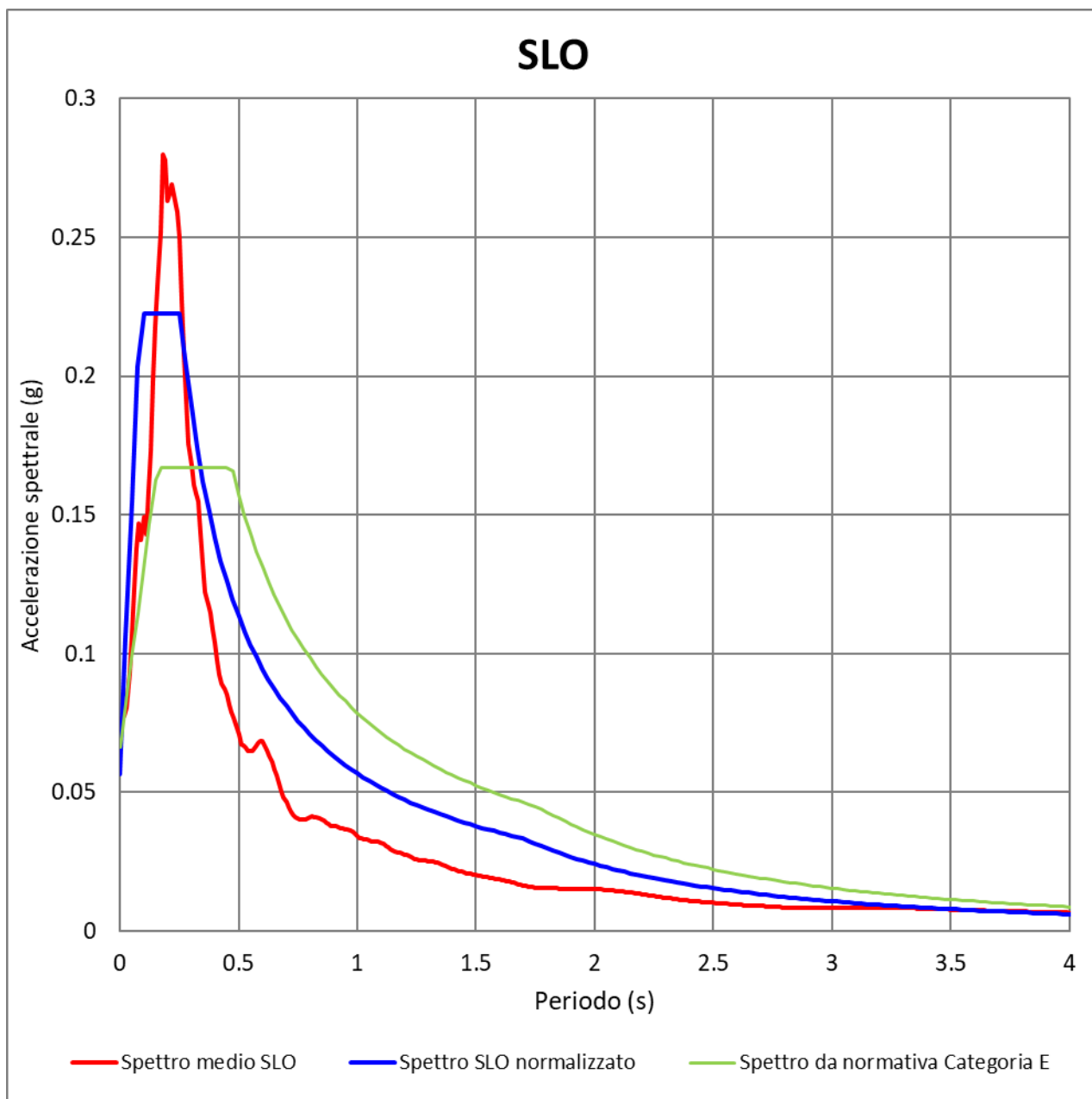
3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA



Parametri normalizzati							
$a_{max}(T=0)$	F_o	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td
0.071	3.912	0.128	1.000	1.000	0.086	0.259	1.674

Figura 6-11 – Valori medi dello spettro elastico di risposta in accelerazione per il punto di controllo analizzato confrontato con lo spettro semplificato di normativa E calcolato per $T_r=75$ anni e lo spettro normalizzato (con i relativi parametri normalizzati) – SLD

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA



Parametri normalizzati							
$a_{max}(T=0)$	F_o	Tc^*	η	S	Tb	Tc	Td
0.056	3.951	0.122	1.000	1.000	0.085	0.255	1.697

Figura 6-12 – Valori medi dello spettro elastico di risposta in accelerazione per il punto di controllo analizzato confrontato con lo spettro semplificato di normativa E calcolato per $T_r=45$ anni e lo spettro normalizzato (con i relativi parametri normalizzati) - SLO

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

7. Rischio di liquefazione

Vi sta la presenza di depositi granulari fini nei terreni interessati dall'opera entro i primi 20 mc da p.c. è stata effettuata la verifica a liquefazione.

Ai sensi delle NTC 2018 (§ 7.11.3.4.2) la verifica a liquefazione può essere omessa quando si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

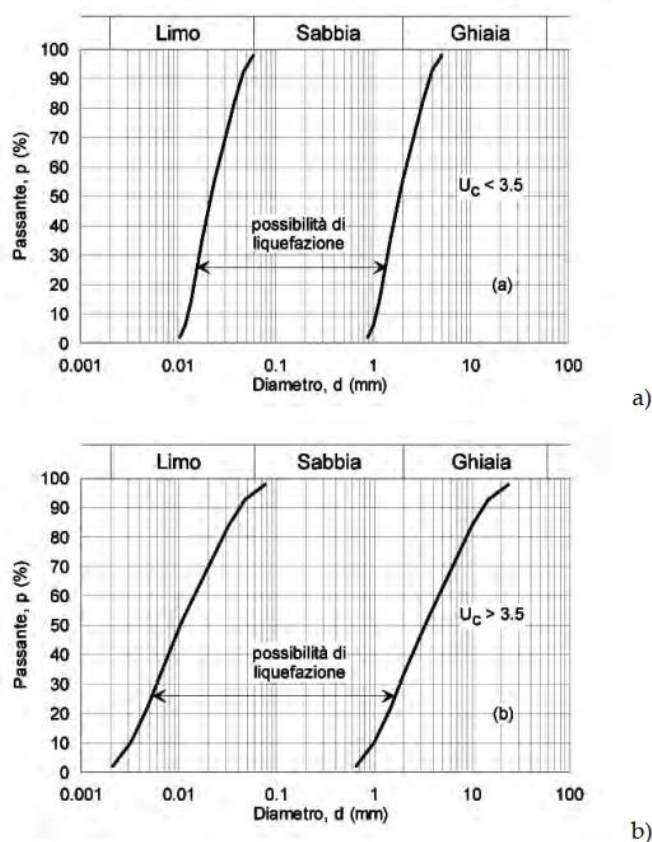


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Figura 7-1 – Stralcio delle Fig. 7.11.1 a) e b) delle NTC 2018

Considerato che nel caso in questione non si verificano le condizioni richieste di esclusione si è valutato il rischio di liquefazione, prendendo in considerazione le verticali indagate i valori di VS rilevati dalle prove Down-hole.

7.1. Premesse

Per liquefazione s'intende un processo d'incremento della pressione del fluido interstiziale che causa, in un terreno non coesivo saturo (sabbia, limo non plastico), la diminuzione della resistenza a taglio a seguito dello scuotimento sismico, dando luogo a deformazioni permanenti significative.

La liquefazione consiste quindi in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati mediante il calcolo dell'indice del potenziale

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

di liquefazione LPI di *Iwasaki et al.* (1982).

L'indice LPI⁸ è un parametro di sintesi che, mediante un valore numerico compreso tra 0 e 100, quantifica i possibili effetti della liquefazione in superficie, tenendo conto di severità dell'azione sismica, e di profondità, spessore e valore del fattore di sicurezza degli strati liquefacibili.

Per poter valutare la severità degli effetti *Iwasaki* ha proposto la scala riportata nella seguente Tabella 7-1.

Valori di I_L	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

Tabella 7-1 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo *Iwasaki*

Valutazioni più recenti riportate da *Sonmez* (2003), basate su sismi di magnitudo inferiore a quelli utilizzati da *Iwasaki* consigliano tuttavia di rimodulare le classi di pericolosità come riportato in Tabella 7-2:

LPI = 0.00 - Liquefaction risk nul
LPI between 0.00 and 2.00 - Liquefaction risk low
LPI between 2.00 and 5.00 - Liquefaction risk moderate
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

Tabella 7-2 – Valutazione del rischio di liquefazione secondo *Sonmez*

L'indice LPI è calcolato con riferimento ad una verticale di prova. Gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare, se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di LPI. Viceversa, uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "*lateral spreading*" anche per bassi valori di LPI. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice LPI e le evidenze di liquefazione.

L'indice LPI è definito nel modo seguente:

$$LPI = \int_0^{20} F W(LPI_z) dz$$

⁸ LPI = Liquefaction Potential Index è tradotto con I_L = Indice di Liquefazione nella cartografia di MS

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Dove:

- $F(z)$ è una variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità $0 \leq z \leq 20$ in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL
- $w(z)$ è un fattore di peso della profondità.

In sostanza il rischio di liquefazione tiene conto del fattore di sicurezza calcolato strato per strato, ma ne valuta la significatività su tutto lo spessore del deposito.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione⁹ è definito nel modo seguente:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = Rapporto di resistenza ciclica per $M=7.5$ (*Cyclic Resistance Ratio*)

MSF = fattore di scala della magnitudo (*Magnitude Scale Factor*)

K_{σ} = Fattore di correzione per la pressione di confinamento

CSR = rapporto di tensione ciclica (*Cyclic Stress Ratio*)

Il Rapporto di Tensione Ciclica per eventi sismici di magnitudo 7,5 ($CSR_{7,5}$) si determina dalla seguente espressione:

$$CSR_{7,5} = 0,65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} r_d$$

dove a_{max} rappresenta l'accelerazione orizzontale massima attesa in superficie contenente gli effetti amplificativi di sito. Utilizzando le raccomandazioni del **NCEER**, per magnitudo diverse occorre introdurre il fattore correttivo MSF (*Magnitude Scaling Factor*) (Tabella 7-3)

$$CSR = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

Magnitudo	Fattore di scala (NCEER, 1997, 2003)
-----------	---

⁹ Nelle presenti verifiche si è adottato $FLS > 1.25$, valore suggerito dall'Eurocodice 8

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

5,5	2,21
6,0	1,77
6,5	1,44
7,0	1,19
7,5	1,00
8,0	0,84
8,5	0,73

Tabella 7-3 – Fattore di scala della magnitudo

Per determinare il valore del coefficiente riduttivo r_d vengono utilizzate le seguenti formule (NCEER *National Center for Earthquake Engineering Research*):

per $z < 9,15$ m

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z$$

per $9,15 \leq z < 23$ m

$$r_d = 1,174 - 0,00267 \cdot z$$

Nelle verifiche effettuate mediante i valori di V_s misurati nelle prove Down-Hole il calcolo del CRR è stato effettuato utilizzando il metodo NCEER implementato dal programma LiqSVs 2.4 della *Geologismiki*, con la seguente relazione:

$$CRR = 0,03 \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0,9 \left[\frac{1}{(V_{S1})_{cs} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{cs}} \right]$$

7.2. Analisi dei risultati

Per le verifiche sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- un valore cautelativo di magnitudo massima pari a 5.50 (scelta sulla base della disaggregazione descritta nel paragrafo 5.5);
- il valore massimo di PGA calcolato dall'analisi di RSL (0.22 g);
- profondità della falda pari alla quota dell'alveo

Come si può constatare dal diagramma di Figura 7-2, nessuno dei punti del diagramma risulta liquefacibile,

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

quindi, il valore di LPI risulta pari a 0, come si può verificare anche dal dettaglio delle verifiche riportate in All.3.9.

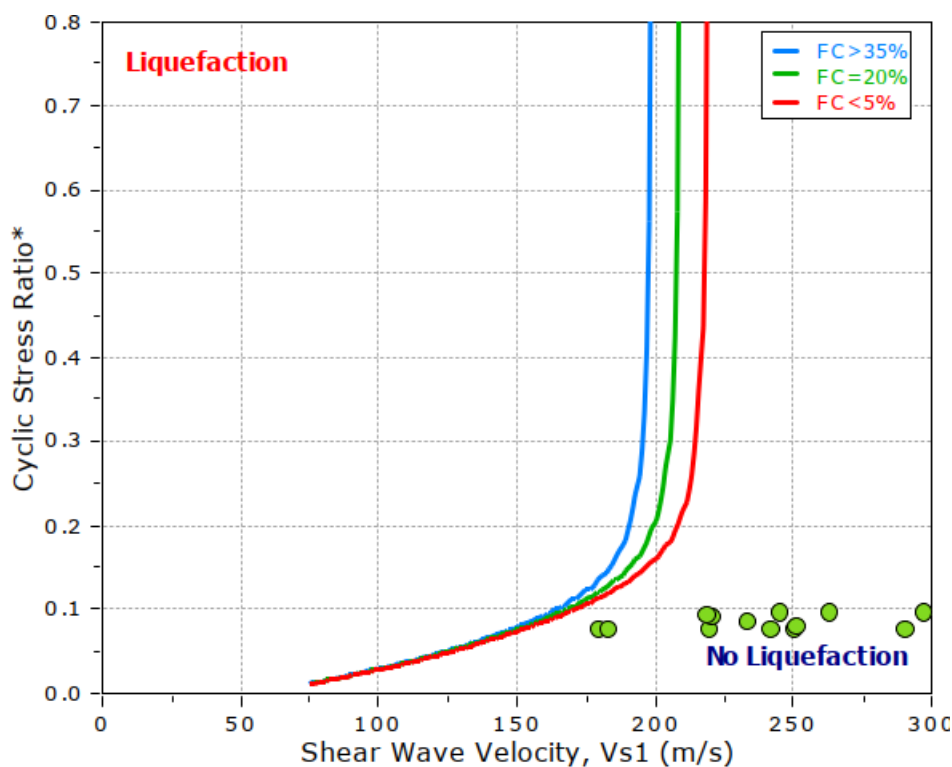


Figura 7-2 – Diagramma di liquefazione

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

8. Geotecnica

8.1. Elaborazione dei risultati delle indagini in situ

Le indagini hanno evidenziato, la presenza di depositi sia a comportamento granulare che coesivo (sebbene limitati alla coltre più superficiale).

Nei successivi paragrafi vengono indicate le correlazioni empiriche utilizzate per ricavare dalle prove SPT parametri geotecnici di tali terreni.

8.1.1. Depositi granulari

8.1.1.1. Modulo elastico

I valori del modulo elastico E (di *Young*) sono stati ottenuti tramite la relazione proposta da *D'Apollonia et al.*:

$$E = 7.71 N_{SPT} + 191 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

8.1.1.2. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato a partire dai valori dei colpi N_{SPT} , mediante la formula proposta da *Shioi e Fukuni* (1982):

$$\phi' = 0.3 \cdot N_{SPT} + 27$$

8.1.2. Depositi coesivi

8.1.2.1. Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato stimato a partire dai valori dei colpi N_{SPT} , mediante la formula proposta da *Shioi e Fukuni* (1982):

$$\phi' = \sqrt{15 \cdot N_{SPT}} + 15$$

8.1.2.2. Modulo elastico

Il modulo di deformazione (E) per i terreni coesivi è stato stimato a partire dai valori dei colpi N_{SPT} , mediante la formula proposta da *Behpoor e Ghahramani*:

$$E = 0.17 \cdot N_{SPT}$$

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

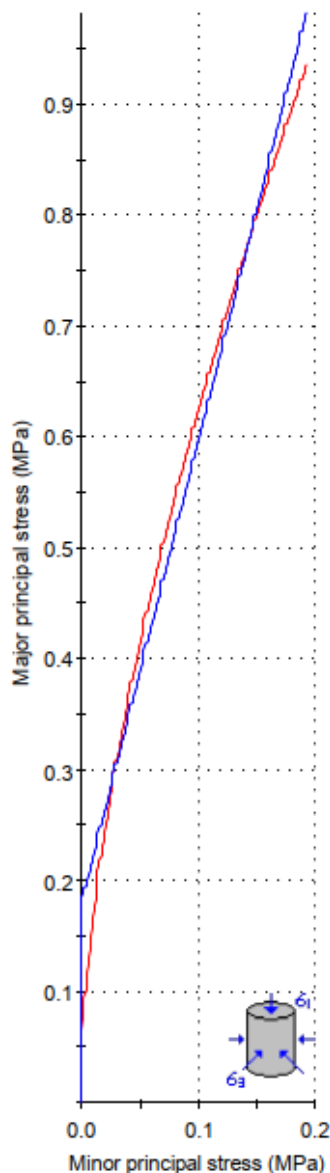
8.1.3. Parametrizzazione del substrato roccioso

Per la caratterizzazione dei depositi appartenenti al substrato roccioso si è utilizzato il programma *Roclab* della *Rocscience*, utilizzando i dati d'ingresso riportati in Figura 8-1, stimati sulla base delle analisi di laboratorio e applicando grafici e tabelle consultabili nello stesso *software*.

A riguardo si precisa che:

- *intact uniaxial comp.strenght* (sigci) = resistenza a compressione monoassiale
- *GSI* = *geological strength index* = indice di resistenza geologica
- *mi* = *intact rock parameter* = parametro della roccia intatta
- *Disturbance factor* (D) = Fattore di disturbo

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 3 MPa
GSI = 24 $m_i = 17$ Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

$m_b = 1.126$ $s = 0.0002$ $a = 0.533$

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.044 MPa friction angle = 37.72 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.001 MPa
uniaxial compressive strength = 0.033 MPa
global strength = 0.368 MPa
modulus of deformation = 387.76 MPa

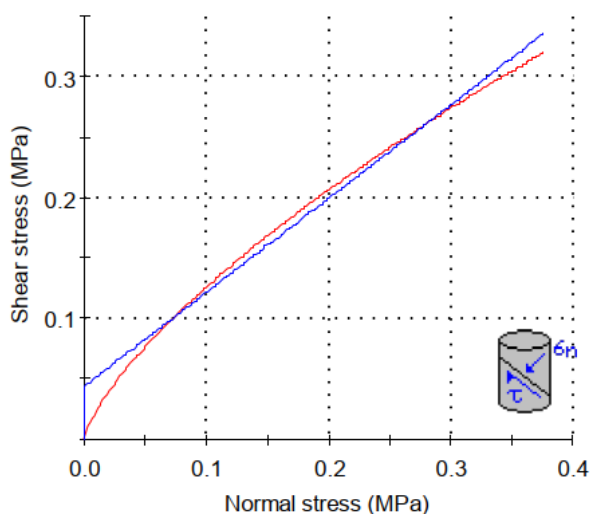


Figura 8-1 - Parametrizzazione del substrato

8.2. Modello geotecnico

L'individuazione del modello geotecnico del terreno di fondazione è stato basato sull'interpretazione della stratigrafia dei terreni, correlando le diverse unità litologiche alle caratteristiche geotecniche dei terreni determinate con i metodi descritti nel capitolo 8 e con i dati derivanti dalla analisi di laboratorio (cfr. § 3.2).

Nel modello geotecnico i parametri di resistenza al taglio e deformabilità vengono espressi in termini di valori caratteristici, ai sensi della normativa (N.T.C. 01/2018), da utilizzare per valutazioni semiprobabilistiche (stati

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

limite).

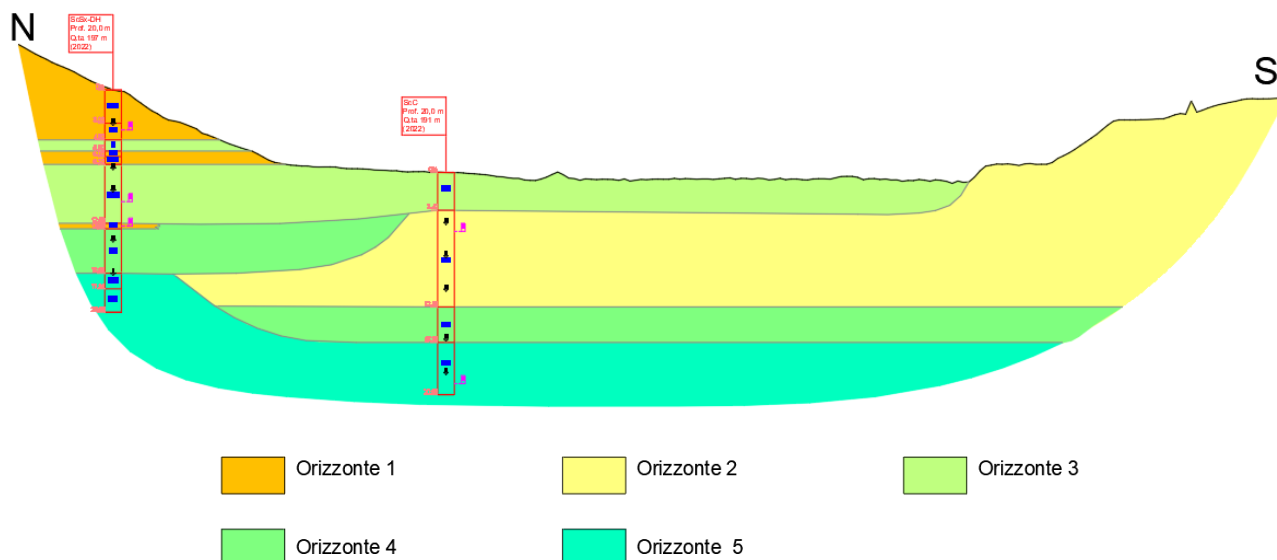


Figura 8-2 – Stralcio del modello geotecnico

Di seguito si riportano i valori dei parametri geotecnici stimati.

ORIZZONTE 1

Depositi di frana prevalentemente coesivi in sinistra idraulica

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	C_u (kPa)
Valore caratteristico	18.5	28	2.5	60

ORIZZONTE 2

Depositi di frana prevalentemente coesivi in sinistra idraulica

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	C_u (kPa)
Valore caratteristico	20.0	29	2.7	100

ORIZZONTE 3

Ghiaie superficiali – comportamento granulare

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	C_u (kPa)
Valore caratteristico	20	30	27	-

ORIZZONTE 4

Ghiaie superficiali – comportamento granulare

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	C_u (kPa)
Valore caratteristico	20.5	35	46	-

ORIZZONTE 5

Substrato roccioso

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	E (MPa)	C' (kPa)
Valore caratteristico	22	37	387	44

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

9. Valutazione della capacità portante dei pali

Nel presente capitolo vengono descritte le formule e i criteri utilizzati per il calcolo delle curve di carico relative alle fondazioni profonde, sia esistenti che di nuova realizzazione.

9.1. Pali di fondazione

La realizzazione della nuova struttura prevede fondazioni su pali di diametro 220 mm di lunghezza pari a 12 m da p.c.. I pali esistenti presentano, invece un diametro di 1000 mm e lunghezza di 12 m in alle alla briglia e di 8 m nella sezione di valle.

Nel presente capitolo viene sviluppata la valutazione della capacità portante dei pali.

La falda è stata considerata, a favore di sicurezza, alla quota della testa dei pali.

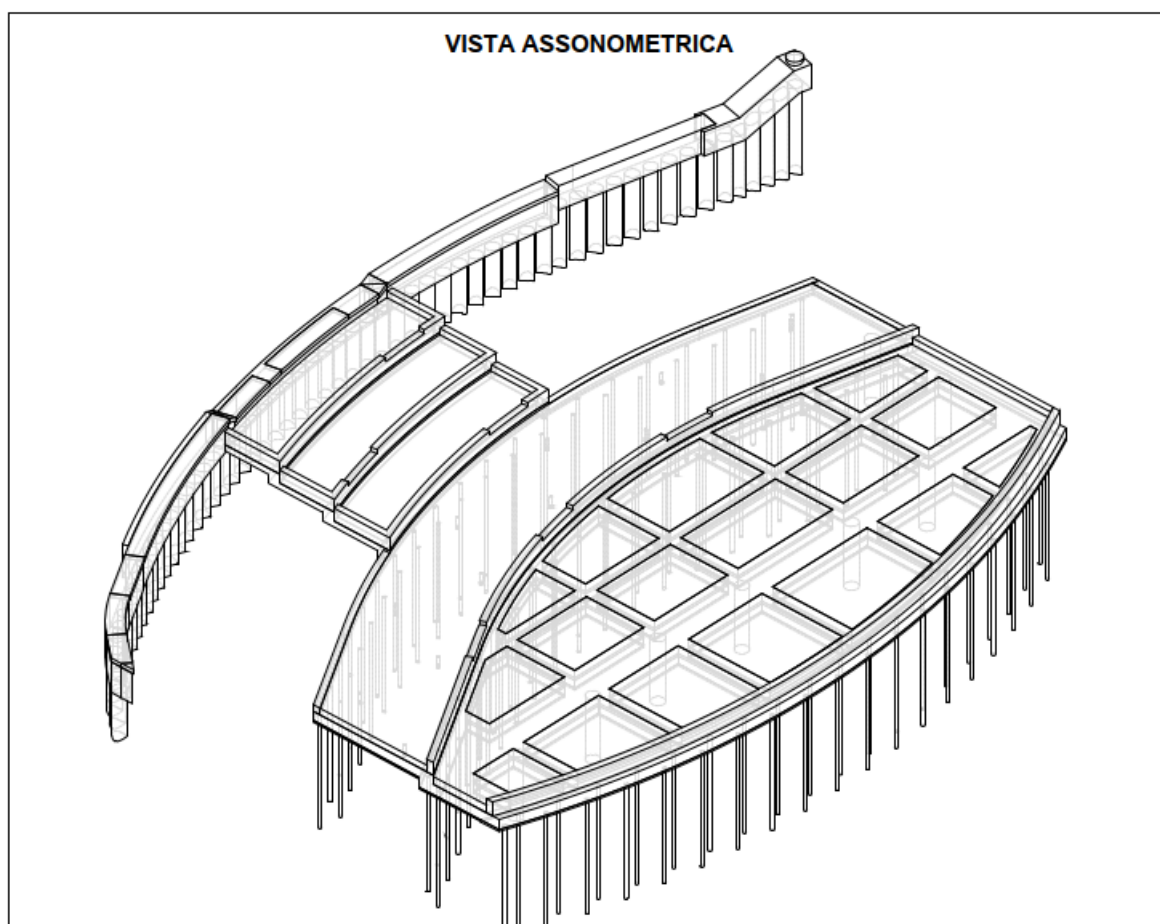


Figura 9-1 – Schema della struttura con la palificata

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

9.1.1. Verifica agli stati limite ultimi

Le verifiche della capacità portante sono state eseguite con il metodo degli stati limite ultimi (SLU), come previsto dal D.M. 17-01-2018 (NTC).

Le verifiche sono state eseguite con l'approccio A1+M1+R3

Come riportato nel capitolo 6 delle N.T.C. 2018 la fondazione nei confronti del carico limite si considera in grado di sopportare il carico di progetto quando è verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_{c,d} \leq R_{c,d}$$

Dove $F_{c,d}$ è il carico assiale di compressione assunto in progetto, $R_{c,d}$ è la resistenza di progetto del terreno allo stato limite ultimo.

Per ottenere il valore della resistenza di progetto ($R_{c,d}$), si sono applicati ai valori caratteristici della resistenza alla base e della resistenza laterale, dei coefficienti di sicurezza

parziali γ_b e γ_s , in accordo con la seguente equazione:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s}$$

I valori dei coefficienti di sicurezza parziali γ_b e γ_s , da applicare dipendono dall'approccio progettuale considerato, per i pali trivellati, sono riportati nella seguente Tabella 9-1.

Resistenza	Simbolo	Pali trivellati
	γ_r	R3
Base	γ_b	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.15
Laterale in trazione	γ_{st}	1.25

Tabella 9-1 – Coefficienti parziali γ_i da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati, da Tabella 6.4.II delle N.T.C. 2018

Per il calcolo della resistenza caratteristica R_k sono stati utilizzati metodi di calcolo analitici, a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correzione ξ in funzione del numero di verticali di indagine:

$$R_k = MIN \left\{ \frac{(R_{cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

I valori di fattori di correzione ξ in funzione del numero di verticali di indagine sono riportati in Tabella 9-2.

N° di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 9-2 – Fattori di correzione ξ in funzione del numero di verticali di indagine, da Tabella 6.4.IV delle N.T.C. 2018

Ai valori caratteristici dei parametri geotecnici, sono stati applicati i coefficienti parziali della combinazione M1.

Parametro	Coefficiente Parziale	Combinazioni
		M1
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00

Tabella 9-3 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno da Tab. 6.2.II delle N.T.C. 2018

9.1.1.1. Resistenza caratteristica e di progetto del palo singolo

La resistenza caratteristica del palo è data dalla somma di due componenti: la portata della base del palo e la portata per attrito laterale, la formula per il calcolo è la seguente:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = A_b \cdot q_{b,k} + A_s \cdot \tau_{s,k}$$

dove:

$R_{c,k}$ = resistenza caratteristica,

$R_{b,k}$ = resistenza caratteristica alla base,

$R_{s,k}$ = resistenza caratteristica per attrito laterale,

A_b = Area della base del palo,

A_s = Area laterale del palo,

$q_{b,k}$ = valore caratteristico unitario della portata di base,

$\tau_{s,k}$ = valore caratteristico unitario per attrito laterale.

Il calcolo della $q_{b,k}$ e della $\tau_{s,k}$, è stato eseguito attraverso le equazioni riportate nel seguito, utilizzando i

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

parametri geotecnici e gli spessori degli strati riportati nel modello geotecnico.

Valore caratteristico unitario della portata di base:

per terreni coesivi $q_{b,K} = C_{ud} \cdot N_c + \sigma'_{v0}$

per terreni granulari $q_{b,K} = N_q \cdot \sigma'_{v0}$

Valore caratteristico unitario per attrito laterale:

per terreni coesivi $\tau_{s,K} = \alpha \cdot C_{ud}$

per terreni granulari $\tau_{s,K} = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta'$

dove:

- C_{ud} = valore di progetto della coesione non drenata
- N_c = fattore di capacità portante, posto uguale a 9 (Skempton 1951)
- σ'_{v0} = tensione verticale efficace, alla quota della punta del palo
- N_q = fattore di capacità portante
- K = coefficiente di spinta orizzontale, assunto variabile in funzione della profondità secondo Tourne e Reese: $K = 0.7$ per profondità < 7.5 m, $K = 0.6$ per profondità comprese tra 7.5 e 12 m, $K = 0.5$ per profondità > 12 m.
- δ' = angolo di attrito palo terreno, considerato uguale a $(\phi_d' - 3)$ per tener conto del rimaneggiamento che il terreno subisce a causa della realizzazione del palo.
- α = coefficiente di adesione, è stato utilizzato il valore di α derivante dalla curva fornita da AGI (1984), (v. Figura 9-2).

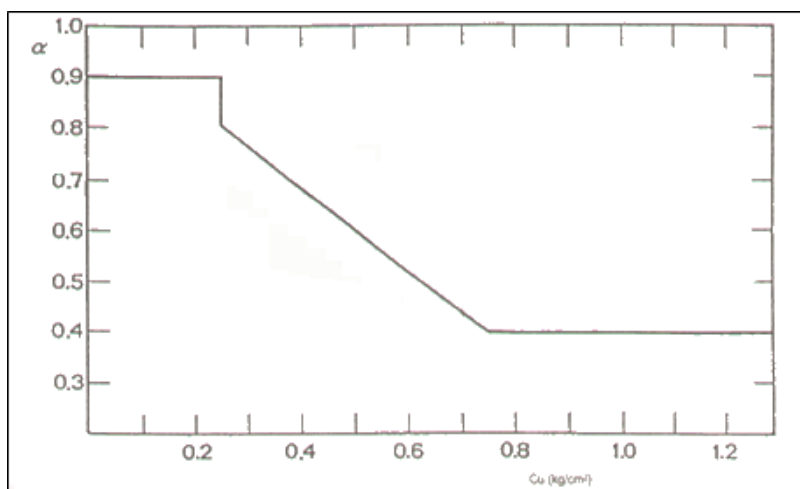


Figura 9-2 – Relazione tra coesione non drenata e coefficiente di adesione

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Sono stati inoltre imposti dei limiti superiori alle tensioni mobilitabili lungo il fusto ed alla portata unitaria di base, in accordo con le indicazioni di Reese-Wright¹⁰ et al. (1978), che rispettivamente sono state assunte pari a:

$$\tau_l = 200 \text{ kPa}$$

$$q_b = 4.00 \text{ MPa}$$

Inoltre, nel calcolo della portata di base, si è tenuto conto della riduzione della capacità portante, nel caso di terreni stratificati, come quelli presenti nell'area di intervento, in cui uno strato portante ricopre uno strato sottostante di terreno tenero (v. Figura 9-3), questo per tener conto della possibilità di rottura del terreno per punzonamento.

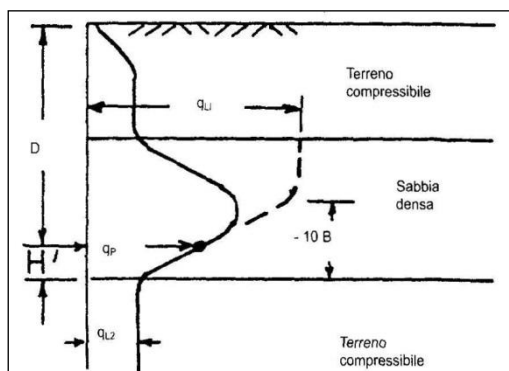


Figura 9-3 – Portata di base in presenza di terreno stratificato

Infine, si è tenuto conto anche della riduzione della capacità portante di base, nel caso di uno strato portante al di sotto di terreno tenero (v. Figura 9-4), come nel caso in esame, in cui al di sotto degli strati coesivi sono presenti depositi plurimetri di terreni granulari. Questo perché per esplicitare tutta la capacità portante di base, il palo deve essere immorsato per un certo tratto nello strato portante; tale lunghezza di immorsamento è stata considerata pari a 5 volte il diametro del palo.

¹⁰ I valori limite superiori sono stati individuati da Reese e Wright per pali calcolati alle tensioni ammissibili, per l'applicazione agli stati limite tali valori tengono conto del fattore valori di fattori di correzione ξ .

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

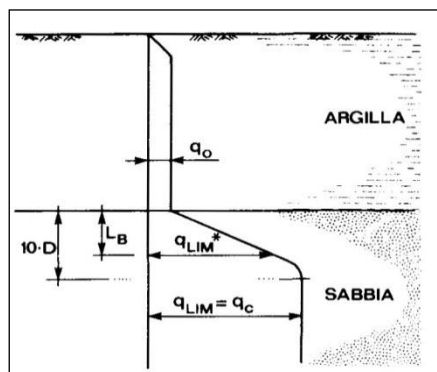


Figura 9-4 – Dipendenza della portata limite di base dalla lunghezza di immersione

9.1.2. Curve di carico

Le verifiche sono state effettuate per il solo carico verticale

In Figura 9-5 si riportano valori della resistenza di progetto ($R_{c,d}$ Approccio A1++M1+R3) espressa in tonnellate, in forma grafica, in funzione della profondità del palo da 220 mm.

In Figura 9-6 si riportano valori della resistenza di progetto ($R_{c,d}$ Approccio A1++M1+R3) espressa in tonnellate, in forma grafica, in funzione della profondità del palo da 1000 mm.

Le verifiche sono state effettuate tenendo in considerazione la sola verticale con profondità superiori ai pali di progetto.

Per il calcolo delle curve di carico è stato utilizzato il foglio di calcolo CA.PA.SLU. 3.0 appositamente realizzato da Engeo S.r.l.

Le tabulati di calcolo ed i grafici completi del foglio di calcolo sono riportati nel Cap. 9.2.

9.1.3. Efficienza della palificata

Trattandosi di pali che attraversano sia terreni coesivi che granulari, prudenzialmente l'efficienza della palificata viene valutata con la formula di Converse Labarr:

$$E = 1 - \arctg\left(\frac{d}{i}\right) \cdot \left(\frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{n \cdot m}\right) / 90$$

dove:

d = diametro del palo

i = interasse tra i pali

m = numero di file

n = Pali per fila

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Per i pali di grande diametro sotto la briglia, considerato che sono su una sola fila e che presentano un interesse di 1.4 m il valore dell'efficienza risulta $E = 0.60$.

I pali da 220 mm sono stati considerati allineati lungo due file (per ciascuna trave), con interasse di 1.50m; valore dell'efficienza risulta $E = 0.87$.

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

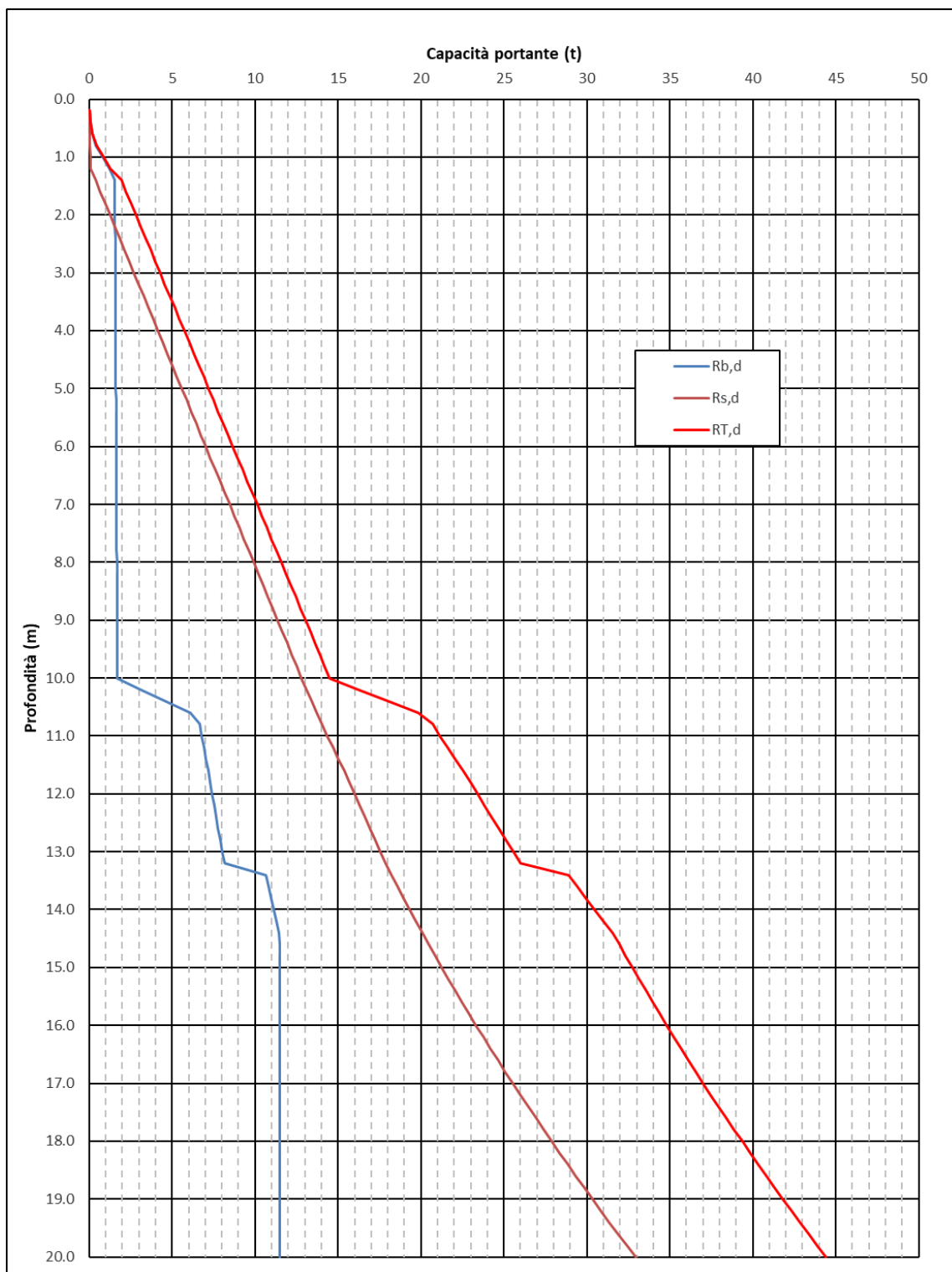


Figura 9-5 – Curve delle resistenze di progetto (A1+M1+R3) Palo 220 mm

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

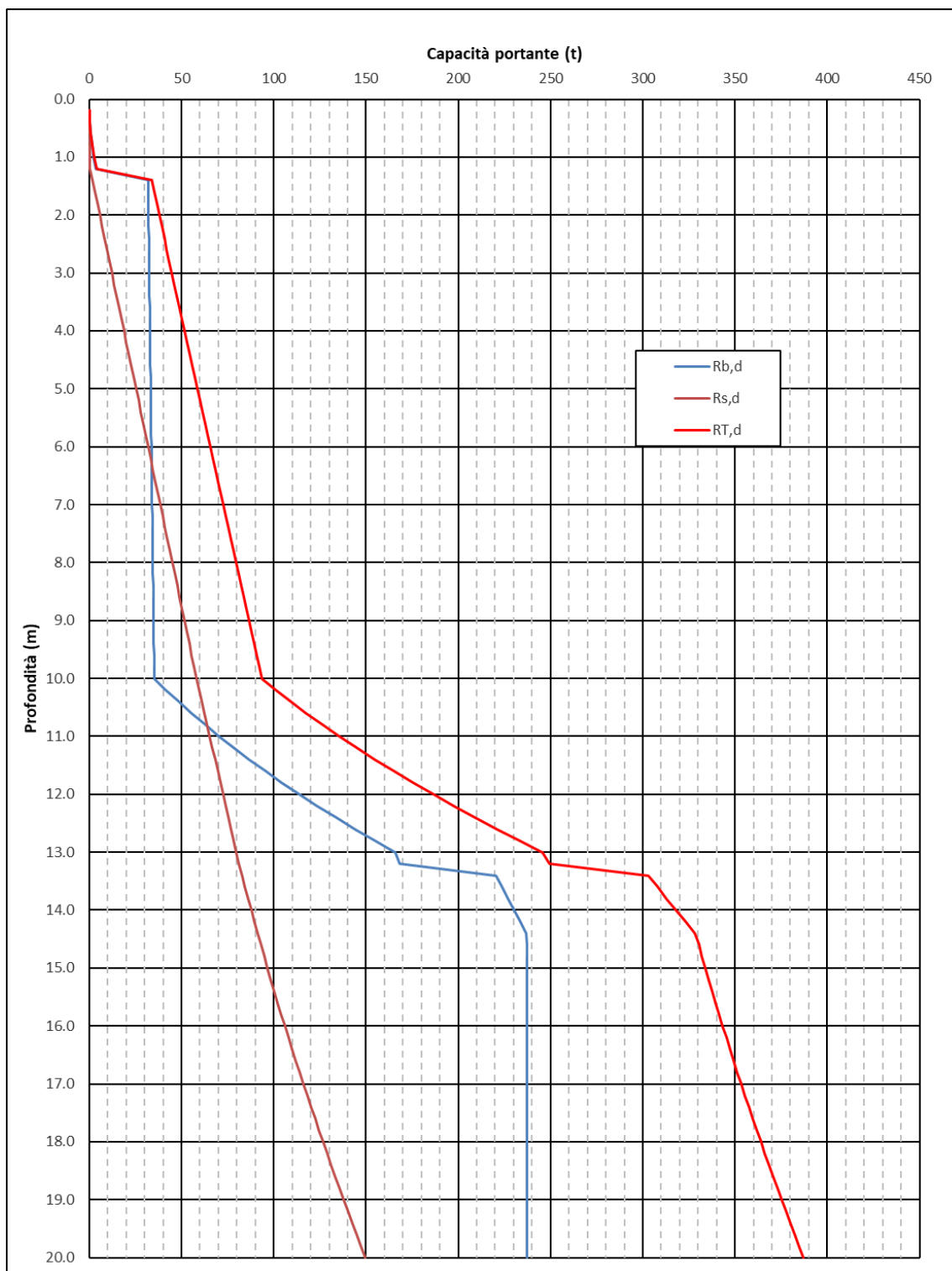


Figura 9-6 – Curve delle resistenze di progetto (A1+M1+R3) Palo 1000 mm

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

9.2. Tabulati e grafici di calcolo dei pali

9.2.1. Palo da 220 mm

CA.PA.SLU. v. 3.0



CAPACITA' PORTANTE PALO: Briglia Palo 220 mm					
Caratteristiche del palo			Coeff. N° prove		Coefficienti parziali
Diametro (m)		0.22	ζ_3	ζ_4	
Metodo di realizzazione:		trivellato	1.70	1.70	
Quota testa palo:		Q 189 m s.l.m.			
					R3
					γ_b
					γ_s
					1.35
					1.15

Prof. m	Capacità portante caratteristica		
	$R_{b,K}$ t	$R_{s,K}$ t	$R_{T,K}$ t
0.20	0.03	0.00	0.03
0.40	0.11	0.01	0.12
0.60	0.25	0.03	0.28
0.80	0.52	0.05	0.58
1.00	1.10	0.08	1.18
1.20	1.62	0.12	1.74
1.40	2.09	0.45	2.54
1.60	2.09	0.78	2.87
1.80	2.10	1.11	3.21
2.00	2.10	1.44	3.55
2.20	2.11	1.78	3.88
2.40	2.11	2.11	4.22
2.60	2.12	2.44	4.56
2.80	2.12	2.77	4.89
3.00	2.13	3.10	5.23
3.20	2.13	3.43	5.57
3.40	2.14	3.77	5.90
3.60	2.14	4.10	6.24
3.80	2.15	4.43	6.58
4.00	2.15	4.76	6.91
4.20	2.16	5.09	7.25
4.40	2.16	5.42	7.59
4.60	2.17	5.76	7.92
4.80	2.17	6.09	8.26
5.00	2.18	6.42	8.60
5.20	2.18	6.75	8.93
5.40	2.19	7.08	9.27
5.60	2.19	7.42	9.61
5.80	2.20	7.75	9.95
6.00	2.20	8.08	10.28
6.20	2.21	8.41	10.62
6.40	2.21	8.74	10.96
6.60	2.22	9.07	11.29
6.80	2.22	9.41	11.63
7.00	2.23	9.74	11.97
7.20	2.23	10.07	12.30
7.40	2.24	10.40	12.64
7.60	2.24	10.73	12.98
7.80	2.25	11.06	13.31
8.00	2.25	11.40	13.65
8.20	2.26	11.73	13.99
8.40	2.26	12.06	14.32
8.60	2.27	12.39	14.66
8.80	2.27	12.72	15.00
9.00	2.28	13.06	15.33
9.20	2.28	13.39	15.67

Capacità portante di progetto		
A1+M1+R3		
$R_{b,d}$ t	$R_{s,d}$ t	$R_{T,d}$ t
0.02	0.00	0.02
0.08	0.01	0.09
0.19	0.03	0.21
0.39	0.05	0.43
0.82	0.07	0.89
1.20	0.10	1.30
1.55	0.39	1.94
1.55	0.68	2.23
1.55	0.97	2.52
1.56	1.26	2.81
1.56	1.54	3.11
1.57	1.83	3.40
1.57	2.12	3.69
1.57	2.41	3.98
1.58	2.70	4.27
1.58	2.99	4.57
1.58	3.27	4.86
1.59	3.56	5.15
1.59	3.85	5.44
1.59	4.14	5.74
1.60	4.43	6.03
1.60	4.72	6.32
1.61	5.01	6.61
1.61	5.29	6.90
1.61	5.58	7.20
1.62	5.87	7.49
1.62	6.16	7.78
1.62	6.45	8.07
1.63	6.74	8.36
1.63	7.03	8.66
1.64	7.31	8.95
1.64	7.60	9.24
1.64	7.89	9.53
1.65	8.18	9.83
1.65	8.47	10.12
1.65	8.76	10.41
1.66	9.04	10.70
1.66	9.33	10.99
1.67	9.62	11.29
1.67	9.91	11.58
1.67	10.20	11.87
1.68	10.49	12.16
1.68	10.78	12.46
1.68	11.06	12.75
1.69	11.35	13.04
1.69	11.64	13.33

Pag. 1/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Interventi di ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia. Loc. Poggio Paione, comuni di Travo e Coli (PC)

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

CA.PA.SLU. v. 3.0



Prof.	Capacità portante caratteristica		
	$R_{b,K}$	$R_{s,K}$	$R_{T,K}$
9.40	2.29	13.72	16.01
9.60	2.29	14.05	16.34
9.80	2.30	14.38	16.68
10.00	2.30	14.71	17.02
10.20	4.18	15.06	19.24
10.40	6.16	15.41	21.57
10.60	8.24	15.77	24.01
10.80	9.00	16.13	25.13
11.00	9.17	16.51	25.67
11.20	9.33	16.88	26.22
11.40	9.50	17.27	26.77
11.60	9.67	17.66	27.33
11.80	9.83	18.06	27.90
12.00	10.00	18.40	28.40
12.20	10.17	18.74	28.91
12.40	10.33	19.09	29.43
12.60	10.50	19.45	29.95
12.80	10.67	19.81	30.48
13.00	10.83	20.18	31.01
13.20	11.00	20.55	31.55
13.40	14.40	20.96	35.35
13.60	14.61	21.37	35.98
13.80	14.82	21.79	36.62
14.00	15.04	22.22	37.26
14.20	15.25	22.65	37.91
14.40	15.47	23.09	38.56
14.60	15.51	23.54	39.04
14.80	15.51	23.99	39.49
15.00	15.51	24.44	39.95
15.20	15.51	24.91	40.41
15.40	15.51	25.38	40.88
15.60	15.51	25.85	41.36
15.80	15.51	26.34	41.84
16.00	15.51	26.82	42.33
16.20	15.51	27.32	42.82
16.40	15.51	27.82	43.32
16.60	15.51	28.32	43.83
16.80	15.51	28.84	44.34
17.00	15.51	29.36	44.86
17.20	15.51	29.88	45.39
17.40	15.51	30.41	45.92
17.60	15.51	30.95	46.45
17.80	15.51	31.49	47.00
18.00	15.51	32.04	47.55
18.20	15.51	32.60	48.10
18.40	15.51	33.16	48.66
18.60	15.51	33.73	49.23
18.80	15.51	34.30	49.81
19.00	15.51	34.88	50.39
19.20	15.51	35.47	50.97
19.40	15.51	36.06	51.57
19.60	15.51	36.66	52.16
19.80	15.51	37.26	52.77
20.00	15.51	37.87	53.38

Capacità portante di progetto		
A1+M1+R3		
$R_{b,d}$	$R_{s,d}$	$R_{T,d}$
1.69	11.93	13.62
1.70	12.22	13.92
1.70	12.51	14.21
1.71	12.79	14.50
3.10	13.09	16.19
4.56	13.40	17.96
6.10	13.71	19.82
6.67	14.03	20.70
6.79	14.35	21.14
6.91	14.68	21.60
7.04	15.02	22.05
7.16	15.36	22.52
7.28	15.71	22.99
7.41	16.00	23.41
7.53	16.30	23.83
7.65	16.60	24.26
7.78	16.91	24.69
7.90	17.23	25.13
8.03	17.55	25.57
8.15	17.87	26.02
10.66	18.22	28.89
10.82	18.58	29.41
10.98	18.95	29.93
11.14	19.32	30.46
11.30	19.70	31.00
11.46	20.08	31.54
11.49	20.47	31.95
11.49	20.86	32.34
11.49	21.26	32.74
11.49	21.66	33.14
11.49	22.07	33.55
11.49	22.48	33.97
11.49	22.90	34.39
11.49	23.33	34.81
11.49	23.75	35.24
11.49	24.19	35.68
11.49	24.63	36.12
11.49	25.08	36.56
11.49	25.53	37.01
11.49	25.98	37.47
11.49	26.45	37.93
11.49	26.91	38.40
11.49	27.38	38.87
11.49	27.86	39.35
11.49	28.35	39.83
11.49	28.83	40.32
11.49	29.33	40.81
11.49	29.83	41.31
11.49	30.33	41.82
11.49	30.84	42.33
11.49	31.36	42.84
11.49	31.88	43.36
11.49	32.40	43.89
11.49	32.93	44.42

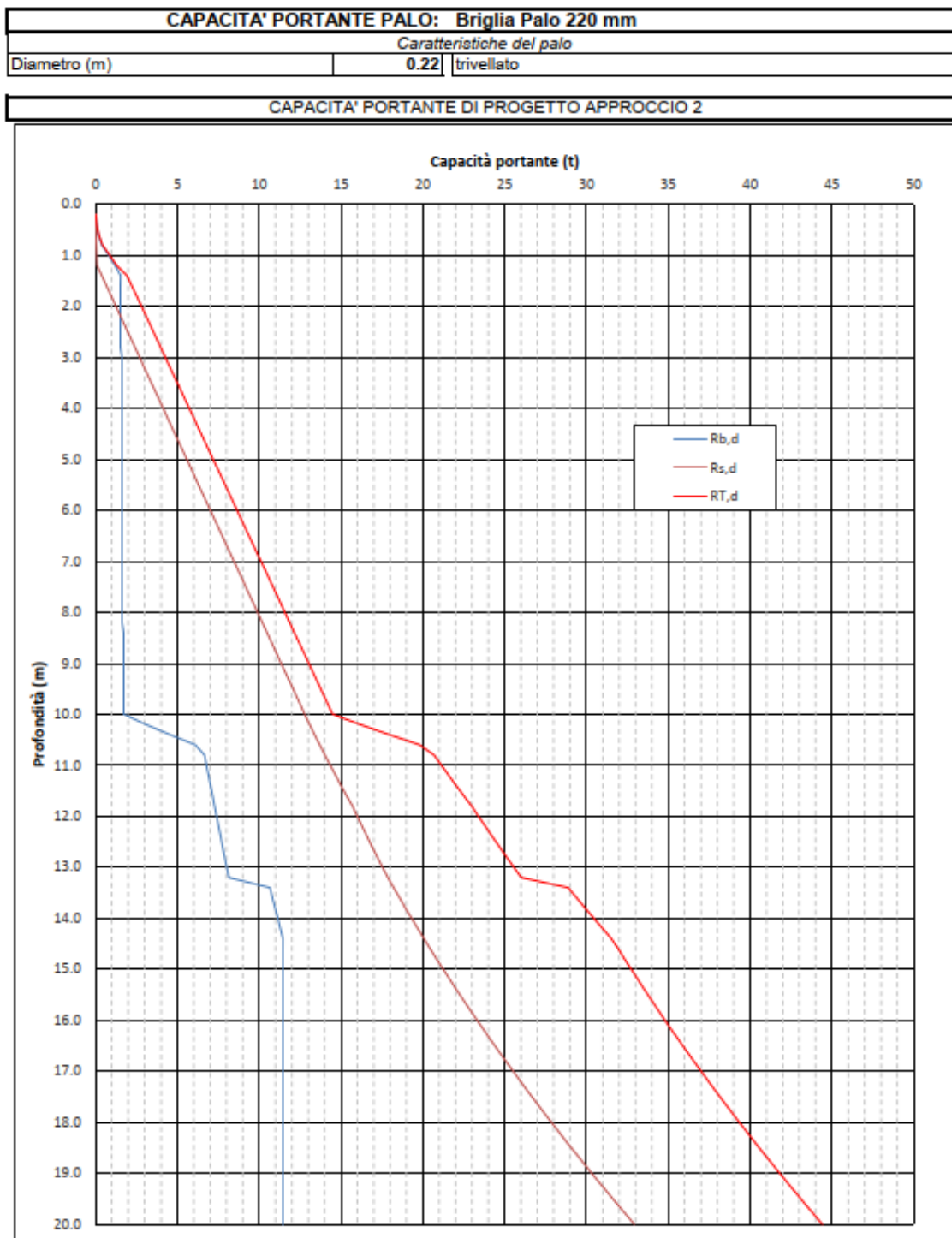
Pag. 2/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

CA.PA.SLU. v. 3.0



Pag. 3/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Interventi di ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia. Loc. Poggio Paione, comuni di Travo e Coli (PC)

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

9.2.2. Palo da 1000 mm

CA.PA.SLU. v. 3.0



CAPACITA' PORTANTE PALO: Briglia Palo 1000 mm				
Caratteristiche del palo		Coeff. N° prove		Coefficienti parziali
Diametro (m)	1.00	ζ_3	ζ_4	γ_b
Metodo di realizzazione:	trivellato	1.70	1.70	γ_s
Quota testa palo:	Q 189 m s.l.m.	R3		1.35
				1.15

Prof. m	Capacità portante caratteristica		
	$R_{b,K}$ t	$R_{s,K}$ t	$R_{t,K}$ t
0.20	0.13	0.01	0.14
0.40	0.51	0.08	0.57
0.60	1.14	0.13	1.27
0.80	2.03	0.24	2.27
1.00	3.17	0.37	3.54
1.20	4.57	0.53	5.10
1.40	43.14	2.04	45.17
1.60	43.24	3.55	46.79
1.80	43.34	5.06	48.40
2.00	43.45	6.56	50.01
2.20	43.55	8.07	51.62
2.40	43.65	9.58	53.23
2.60	43.76	11.09	54.84
2.80	43.86	12.59	56.45
3.00	43.96	14.10	58.07
3.20	44.07	15.61	59.68
3.40	44.17	17.12	61.29
3.60	44.27	18.63	62.90
3.80	44.38	20.13	64.51
4.00	44.48	21.64	66.12
4.20	44.58	23.15	67.73
4.40	44.69	24.66	69.35
4.60	44.79	26.17	70.96
4.80	44.89	27.67	72.57
5.00	45.00	29.18	74.18
5.20	45.10	30.69	75.79
5.40	45.20	32.20	77.40
5.60	45.31	33.71	79.01
5.80	45.41	35.21	80.63
6.00	45.51	36.72	82.24
6.20	45.62	38.23	83.85
6.40	45.72	39.74	85.46
6.60	45.82	41.25	87.07
6.80	45.93	42.75	88.68
7.00	46.03	44.26	90.29
7.20	46.13	45.77	91.91
7.40	46.24	47.28	93.52
7.60	46.34	48.79	95.13
7.80	46.45	50.29	96.74
8.00	46.55	51.80	98.35
8.20	46.65	53.31	99.96
8.40	46.76	54.82	101.57
8.60	46.86	56.33	103.18
8.80	46.96	57.83	104.80
9.00	47.07	59.34	106.41
9.20	47.17	60.85	108.02

Capacità portante di progetto		
A1+M1+R3		
$R_{b,d}$ t	$R_{s,d}$ t	$R_{t,d}$ t
0.09	0.01	0.11
0.38	0.05	0.43
0.85	0.12	0.96
1.50	0.21	1.71
2.35	0.32	2.67
3.38	0.46	3.85
31.95	1.77	33.73
32.03	3.08	35.11
32.11	4.40	36.50
32.18	5.71	37.89
32.26	7.02	39.28
32.34	8.33	40.66
32.41	9.64	42.05
32.49	10.95	43.44
32.57	12.26	44.83
32.64	13.57	46.22
32.72	14.89	47.60
32.79	16.20	48.99
32.87	17.51	50.38
32.95	18.82	51.77
33.02	20.13	53.16
33.10	21.44	54.54
33.18	22.75	55.93
33.25	24.06	57.32
33.33	25.38	58.71
33.41	26.69	60.10
33.48	28.00	61.48
33.56	29.31	62.87
33.64	30.62	64.26
33.71	31.93	65.65
33.79	33.24	67.03
33.87	34.56	68.42
33.94	35.87	69.81
34.02	37.18	71.20
34.10	38.49	72.59
34.17	39.80	73.97
34.25	41.11	75.36
34.33	42.42	76.75
34.40	43.73	78.14
34.48	45.05	79.53
34.56	46.36	80.91
34.63	47.67	82.30
34.71	48.98	83.69
34.79	50.29	85.08
34.86	51.60	86.47
34.94	52.91	87.85

Pag. 1/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Interventi di ripristino, recupero ed integrazione delle opere di difesa idraulica dell'alveo del fiume Trebbia in corrispondenza del nodo idraulico di Perino, a monte e valle della briglia. Loc. Poggio Paione, comuni di Travo e Coli (PC)

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

CA.PA.SLU. v. 3.0



Prof.	Capacità portante caratteristica		
	$R_{b,K}$	$R_{s,K}$	$R_{T,K}$
9.40	47.27	62.36	109.63
9.60	47.38	63.87	111.24
9.80	47.48	65.37	112.85
10.00	47.58	66.88	114.46
10.20	56.12	68.45	124.57
10.40	65.11	70.05	135.16
10.60	74.57	71.67	146.24
10.80	84.48	73.33	157.82
11.00	94.86	75.02	169.88
11.20	105.69	76.75	182.44
11.40	116.98	78.50	195.48
11.60	128.73	80.28	209.01
11.80	140.94	82.10	223.04
12.00	153.61	83.84	237.25
12.20	166.74	85.20	251.94
12.40	180.33	86.79	267.12
12.60	194.37	88.41	282.78
12.80	208.88	90.05	298.92
13.00	223.84	91.71	315.56
13.20	227.29	93.41	320.69
13.40	297.42	95.26	392.68
13.60	301.86	97.15	399.01
13.80	306.30	99.06	405.36
14.00	310.74	101.00	411.73
14.20	315.18	102.97	418.14
14.40	319.61	104.96	424.57
14.60	320.35	106.98	427.34
14.80	320.35	109.03	429.39
15.00	320.35	111.11	431.47
15.20	320.35	113.22	433.57
15.40	320.35	115.36	435.71
15.60	320.35	117.52	437.87
15.80	320.35	119.71	440.06
16.00	320.35	121.93	442.28
16.20	320.35	124.17	444.53
16.40	320.35	126.45	446.80
16.60	320.35	128.75	449.10
16.80	320.35	131.08	451.43
17.00	320.35	133.44	453.79
17.20	320.35	135.82	456.18
17.40	320.35	138.24	458.59
17.60	320.35	140.68	461.03
17.80	320.35	143.15	463.50
18.00	320.35	145.65	466.00
18.20	320.35	148.17	468.52
18.40	320.35	150.72	471.08
18.60	320.35	153.31	473.66
18.80	320.35	155.92	476.27
19.00	320.35	158.55	478.91
19.20	320.35	161.22	481.57
19.40	320.35	163.91	484.26
19.60	320.35	166.63	486.98
19.80	320.35	169.38	489.73
20.00	320.35	172.16	492.51

Capacità portante di progetto		
A1+M1+R3		
$R_{b,d}$	$R_{s,d}$	$R_{T,d}$
35.02	54.22	89.24
35.09	55.54	90.63
35.17	56.85	92.02
35.25	58.16	93.40
41.57	59.52	101.09
48.23	60.91	109.14
55.24	62.33	117.56
62.58	63.77	126.35
70.26	65.24	135.50
78.29	66.74	145.02
86.65	68.26	154.91
95.36	69.81	165.17
104.40	71.39	175.79
113.79	72.73	186.51
123.51	74.09	197.60
133.57	75.47	209.04
143.98	76.87	220.85
154.72	78.30	233.03
165.81	79.75	245.56
168.36	81.22	249.58
220.31	82.84	303.15
223.60	84.48	308.07
226.89	86.14	313.02
230.17	87.82	318.00
233.46	89.53	323.00
236.75	91.27	328.02
237.30	93.03	330.33
237.30	94.81	332.11
237.30	96.62	333.92
237.30	98.45	335.75
237.30	100.31	337.61
237.30	102.19	339.49
237.30	104.09	341.39
237.30	106.02	343.32
237.30	107.98	345.28
237.30	109.95	347.25
237.30	111.96	349.25
237.30	113.98	351.28
237.30	116.03	353.33
237.30	118.11	355.41
237.30	120.21	357.50
237.30	122.33	359.63
237.30	124.48	361.78
237.30	126.65	363.95
237.30	128.84	366.14
237.30	131.06	368.36
237.30	133.31	370.61
237.30	135.58	372.88
237.30	137.87	375.17
237.30	140.19	377.49
237.30	142.53	379.83
237.30	144.90	382.19
237.30	147.29	384.58
237.30	149.70	387.00

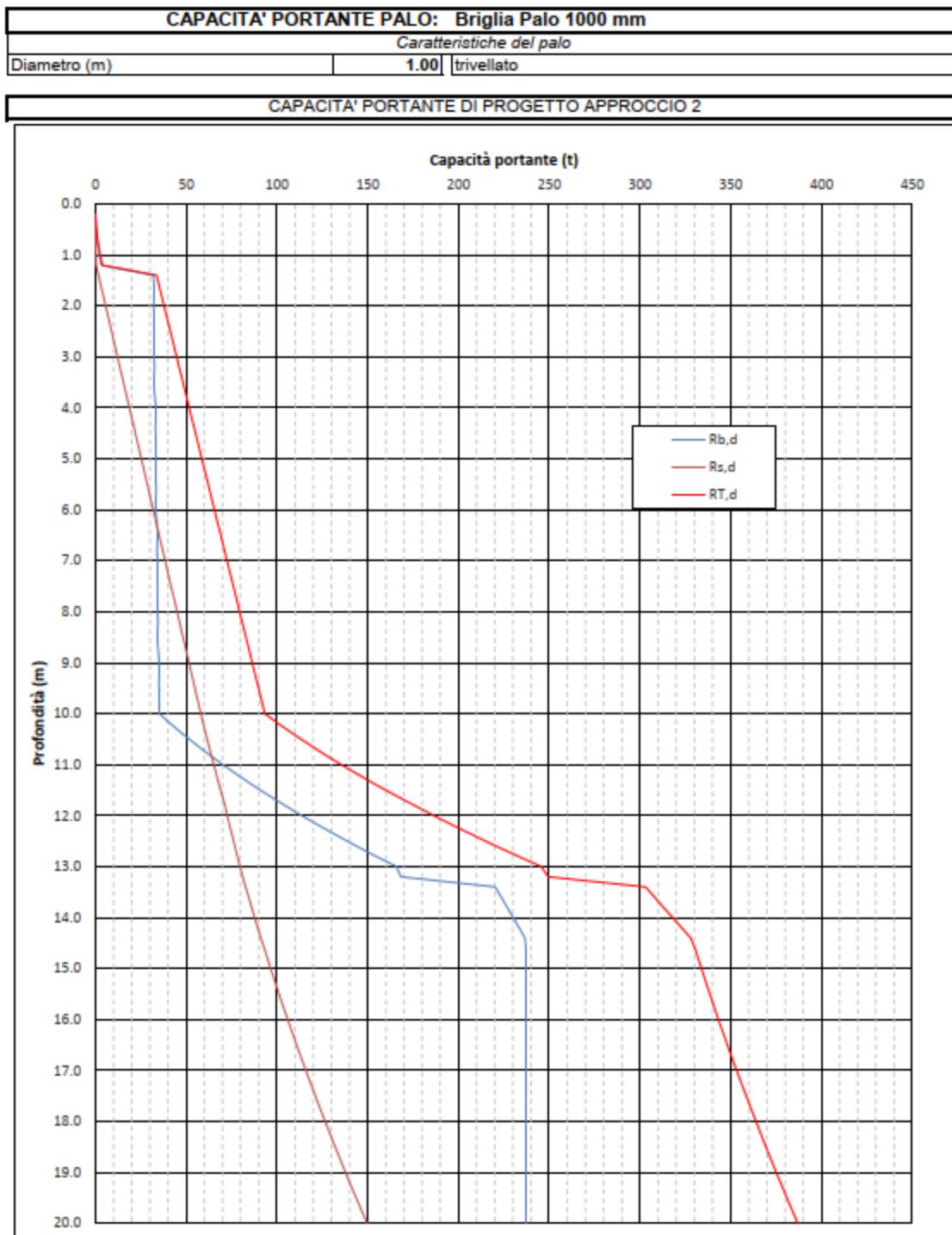
Pag. 2/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

CAPA.SLU. v. 3.0



Pag. 3/3

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

9.2.3. Modulo di reazione laterale

Per il calcolo di pali soggetti a carichi trasversali, si forniscono i valori del modulo di reazione laterale K_s .

Il valore di K_s è stato valutato tramite la seguente espressione:

$$K_s = A_s + B_s \cdot \tan^{-1}\left(\frac{Z}{B}\right)$$

dove:

- il termine A_s è stato valutato raddoppiando la formula di Vesić così espressa: $A_s = 2 \cdot \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)}$
dove E_s è il modulo elastico dell'orizzonte di terreno, B è il diametro del palo e ν è il coefficiente di Poisson dell'orizzonte di terreno;
- il termine B_s è dato da $80 \cdot \bar{q} \cdot N_q$, dove $\bar{q}$ è il carico litostatico a metà dello strato, ed il termine fattore di capacità portante $N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$;
- Z è la profondità a metà dello strato e B è il diametro del palo.
- I parametri geotecnici quali E_s e ϕ sono i valori caratteristici riportati nel capitolo 8.2 per i vari orizzonti.

Nella Tabella 9-4 seguente si riportano i valori del modulo laterale di reazione per il palo da 220 mm; nella Tabella 9-5 i valori per il palo da 1000 mm.

Palo diam 220 mm				
	tetto	base	Spessore (m)	k (kN/mc)
Or 3	0	1.2	1.2	897,780
Or 2	1.2	10.1	8.9	31,466
Or 4	10.1	12	1.9	403,981

Tabella 9-4 – Coefficiente di spinta orizzontale palo da 220 mm

Palo diam 1000 mm				
	tetto	base	Spessore (m)	k (kN/mc)
Or 3	0	1.2	1.2	157,228
Or 2	1.2	10.1	8.9	316,425
Or 4	10.1	12	1.9	291,225

Tabella 9-5 – Coefficiente di spinta orizzontale palo da 1000 mm

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

SOMMARIO

1. Premessa	1
1.1. Normativa di riferimento	1
1.2. Parametri di progetto	2
1.3. Descrizione dell'intervento	2
2. Inquadramento geologico geomorfologico e idrogeologico	5
2.1. Inquadramento strutturale	5
2.2. Unità geologiche	6
2.2.1. Argille a Palombini	6
2.2.2. Formazione di Val Luretta - Membro di Poviago – litofacies arenaceo pelitica	6
2.2.3. Formazione di Val Luretta - Membro di Poviago – litofacies marnosa	7
2.2.4. Arenarie di Scabiazza	7
2.3. Depositi quaternari	7
2.4. Geomorfologia	7
2.5. Idrogeologia	9
3. Campagna indagini	11
3.1. Sondaggi a carotaggio continuo	11
3.1.1. Standard penetration test (S.P.T.)	11
3.2. Prove di laboratorio	12
3.3. Prova Down-Hole	13
3.4. Stendimento sismico tipo MASW	15
3.5. Rilievo sismico mediante tromografo digitale	18
4. Caratteri litostratimetrici e morfodinamici	20
5. Sismicità	21
5.1. Sismicità storica del territorio	21
5.2. Classificazione sismica	22
5.3. Categoria di sottosuolo	25

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

CUP: F18H22000530004**PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO**

5.4. Coefficienti sismici di progetto.....	27
5.5. Disaggregazione e magnitudo.....	28
6. Analisi della risposta sismica locale.....	31
6.1. Modello geofisico del sottosuolo	31
6.1.1. Litologia	32
6.1.2. Determinazione della Vs e bedrock sismico	32
6.1.3. Curve di variazione dello smorzamento (D) e della rigidezza (G) in funzione della deformazione	32
6.1.4. Descrizione del modello	34
6.1.5. Azioni sismiche in ingresso	35
6.2. Procedura di analisi RSL	36
6.2.1. Metodo lineare equivalente	36
6.2.2. Soluzione alla singola iterazione mediante FEM	38
6.2.3. Smorzamento	39
6.2.4. Procedimento iterativo	40
6.2.5. Interpretazione dei risultati	40
6.3. Analisi dei risultati.....	40
6.3.1. Serie temporali	41
6.3.2. Profilo della PGA in funzione della profondità	42
6.3.3. Spettri di risposta elastici in superficie	43
6.3.3.1. Spettri di risposta normalizzati.....	44
7. Rischio di liquefazione.....	50
7.1. Premesse	51
7.2. Analisi dei risultati.....	54
8. Geotecnica.....	56
8.1. Elaborazione dei risultati delle indagini in situ.....	56
8.1.1. Depositi granulari	56
8.1.1.1. Modulo elastico	56
8.1.1.2. Angolo di resistenza al taglio	56

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

8.1.2. Depositi coesivi	56
8.1.2.1. Angolo di resistenza al taglio	56
8.1.2.2. Modulo elastico	56
8.1.3. Parametrizzazione del substrato roccioso	57
8.2. Modello geotecnico	58
9. Valutazione della capacità portante dei pali	61
9.1. Pali di fondazione	61
9.1.1. Verifica agli stati limite ultimi	62
9.1.1.1. Resistenza caratteristica e di progetto del palo singolo	63
9.1.2. Curve di carico	66
9.1.3. Efficienza della palificata	66
9.2. Tabulati e grafici di calcolo dei pali	70
9.2.1. Palo da 220 mm	70
9.2.2. Palo da 1000 mm	73
9.2.3. Modulo di reazione laterale	76

3.1 - RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA