



REGIONE PUGLIA

COMUNE DI TORCHIAROLO



Progetto esecutivo per la valorizzazione e riqualificazione integrata dei paesaggi costieri Lungomare Torre San Gennaro e Lendinuso

PROGETTO

Ufficio Tecnico

Ing. Daniele Gravili
Geom. Vincenzo Tondo

Progettazione specialistica

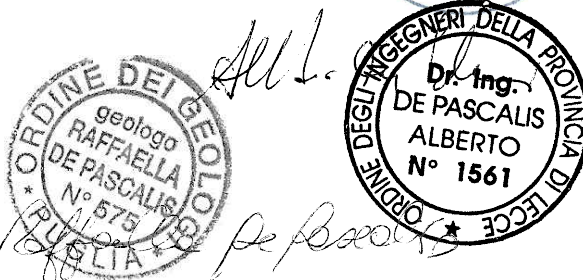
RTP  ASTRA ENGINEERING S.r.l. (capogruppo)
Ing. Alberto De Pascalis

Dott.ssa Geol. Raffaella De Pascalis

Ing. Alberto Romano

Consulenza Geologica

Dott.ssa Geol. Ilaria Maggiulli



COMMITTENTE

COMUNE DI TORCHIAROLO (BR)

R.U.P.

Geom. Celerina Pileggi

ELABORATO	TITOLO ELABORATO	Data: Novembre 2016
All. 3	RELAZIONE GEOTECNICA E DI MODELLAZIONE SISMICA DI BASE	Rev: 1^ emissione

INDICE

1.	Premessa	2
2.	Inquadramento geologico.....	2
3.	Campagna di indagine.....	2
	<i>3.1 Tipologia di indagini effettuate.....</i>	<i>3</i>
	<i>3.2 Sintesi dei risultati delle indagini in situ.....</i>	<i>8</i>
	<i>3.3 Sintesi dei risultati delle indagini di laboratorio.....</i>	<i>14</i>
4.	Modellazione sismica di base.....	15
	<i>4.1 Vita nominale, Classi d'uso e Periodo di Riferimento</i>	<i>16</i>
	<i>4.2 Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo di Ritorno</i>	<i>17</i>
	<i>4.3 Pericolosità sismica di base.....</i>	<i>19</i>
	<i>4.4 Stima della pericolosità sismica di sito</i>	<i>20</i>
5.	Modelli geotecnici.....	21
6.	Capacità portante e deformabilità dei terreni di fondazione.....	24
7.	Conclusioni.....	29
8.	Riferimenti	29

1. Premessa

La presente relazione esamina le problematiche di carattere geotecnico connesse con il Progetto esecutivo per la valorizzazione e riqualificazione integrata dei paesaggi costieri - lungomare Torre San Gennaro - Lendinuso.

Viene fornito un inquadramento geologico delle aree interessata dalle opere ed indicate le successioni stratigrafiche tipiche della zona, come risultano:

- dalle conoscenze già disponibili in merito alla geologia della zona;
- dalle indagini geognostiche *in situ* mirate, eseguite nell'area dell'impianto, nonché dalle risultanze delle relative prove di laboratorio, condotte al fine di ottenere elementi conoscitivi di dettaglio.

Sulla base dei risultati delle suddette indagini e prove di laboratorio, è stata effettuata una caratterizzazione geotecnica dei materiali di fondazione. Alla luce della caratterizzazione geotecnica si perviene dunque ad una stima delle caratteristiche di portanza e di deformabilità dei terreni interessati, ai sensi di quanto disposto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni, di cui al D.M. Infrastrutture del 14/01/2008 (di seguito indicate con l'acronimo NTC 08) e della relativa Circolare Applicativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 617 del 02/02/2009.

2. Inquadramento geologico

L'inquadramento geologico di riferimento è quello contenuto all'interno dell'elaborato ALL.2.1 - *Relazione geologica e idrogeologica* a firma della Dott. Geol. Ilaria Maggiulli allegata al presente progetto esecutivo. In questa sede si richiama esclusivamente la piena fattibilità delle opere di progetto dal punto di vista geologico.

3. Campagna di indagine

3.1 Tipologia di indagini effettuate

Nel mese di novembre 2016 è stata eseguita un'ideale campagna di indagine nelle area di progetto, finalizzata al reperimento delle informazioni necessarie a caratterizzare, ai sensi delle NTC 08, *“il volume significativo del sottosuolo”* dal punto di vista geotecnico e sismico, allo scopo di valutarne l'idoneità rispetto alla realizzazione degli interventi di progetto. Per i dettagli e l'ubicazione delle indagini effettuate si rimanda agli elaborati ALL.02.1 e ALL.02.2.

Nello specifico, su incarico del team di progettisti, in data 02.11.2016 sono state condotte le seguenti indagini dalla Ditta Geoprobe s.a.s.:

- n. 3 perforazioni ad andamento verticale a carotaggio continuo con diam.101 mm e rivestimento diam. 127 mm, spinta fino alla profondità di -10 m dal p.c.;
- n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue tipo DPSH (Dinamic Probing Super Heavy) per la determinazione della resistenza all'avanzamento della punta;
- prelievo di n.3 campioni in fustella (1 per ciascun perforo) al fine della caratterizzazione mediante esecuzione delle seguenti prove geotecniche di laboratorio:
 - determinazione delle proprietà indici ed analisi granulometrica;
 - prove di taglio diretto;
 - prove edometriche;
- indagini geofisiche di superficie consistite in:
 - n. 3 profili sismici a rifrazione in onde P e onde SH;
 - n. 3 indagine MASW in onde Rayleigh e Love, al fine di definire il valore delle $V_{s,30}$ per la determinazione della categoria del terreno (sui medesimi stendimenti);
 - n. 24 indagini con georadar per l'individuazione dei sottoservizi esistenti sulle strade interessate dagli interventi di progetto.

Inoltre, a seguito del conferimento dell'incarico di redazione della relazione geologica e implementazione di ulteriori indagini alla Dott.ssa Ilaria Maggiulli, sono state eseguite ulteriori prove indirette nelle date 18 e 24.11.2016, consistenti in ulteriori n.3 profili sismici a rifrazione in onde P e onde SH.

L'ubicazione dei carotaggi, delle prove penetrometriche dinamiche e delle indagini indirette sismiche a rifrazione e MASW è riportata, rispettivamente, nelle fig. 1, 2 e 3.

	COMUNE DI TORCHIAROLO Ufficio Tecnico Ing. Daniele Gravili Geom. Vincenzo Tondo		R.T.P. ASTRA ENGINEERING S.r.l. (capogruppo) Ing. Alberto De Pascalis Dott.ssa Geol. Raffaella De Pascalis Ing. Alberto Romano
--	--	--	---

Per i dettagli si rimanda all’elaborato ALL.02.1 e ALL.02.2. Nei paragrafi seguenti si riportano, in maniera sintetica, i risultati ottenuti.



Figura 1 - Ubicazione dei sondaggi geognostici a carotaggio continuo



Figura 2 - Ubicazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH



COMUNE DI TORCHIARO
Ufficio Tecnico
Ing. Daniele Gravili
Geom. Vincenzo Tondo



R.T.P.
ASTRA ENGINEERING S.r.l. (capogruppo)
Ing. Alberto De Pascalis
Dott.ssa Geol. Raffaella De Pascalis
Ing. Alberto Romano



Figura 3 - Ubicazione dei profili sismici a rifrazione e MASW

3.2 Sintesi dei risultati delle indagini in situ

Le indagini eseguite *in situ* hanno permesso di individuare e conoscere le formazioni geologiche interessate dalle opere di fondazione. In particolare, a valle del “best fitting”, operato tra prospezioni dirette ed indirette, sono state riscontrate le seguenti stratigrafie:

- **Località Torre San Gennaro**

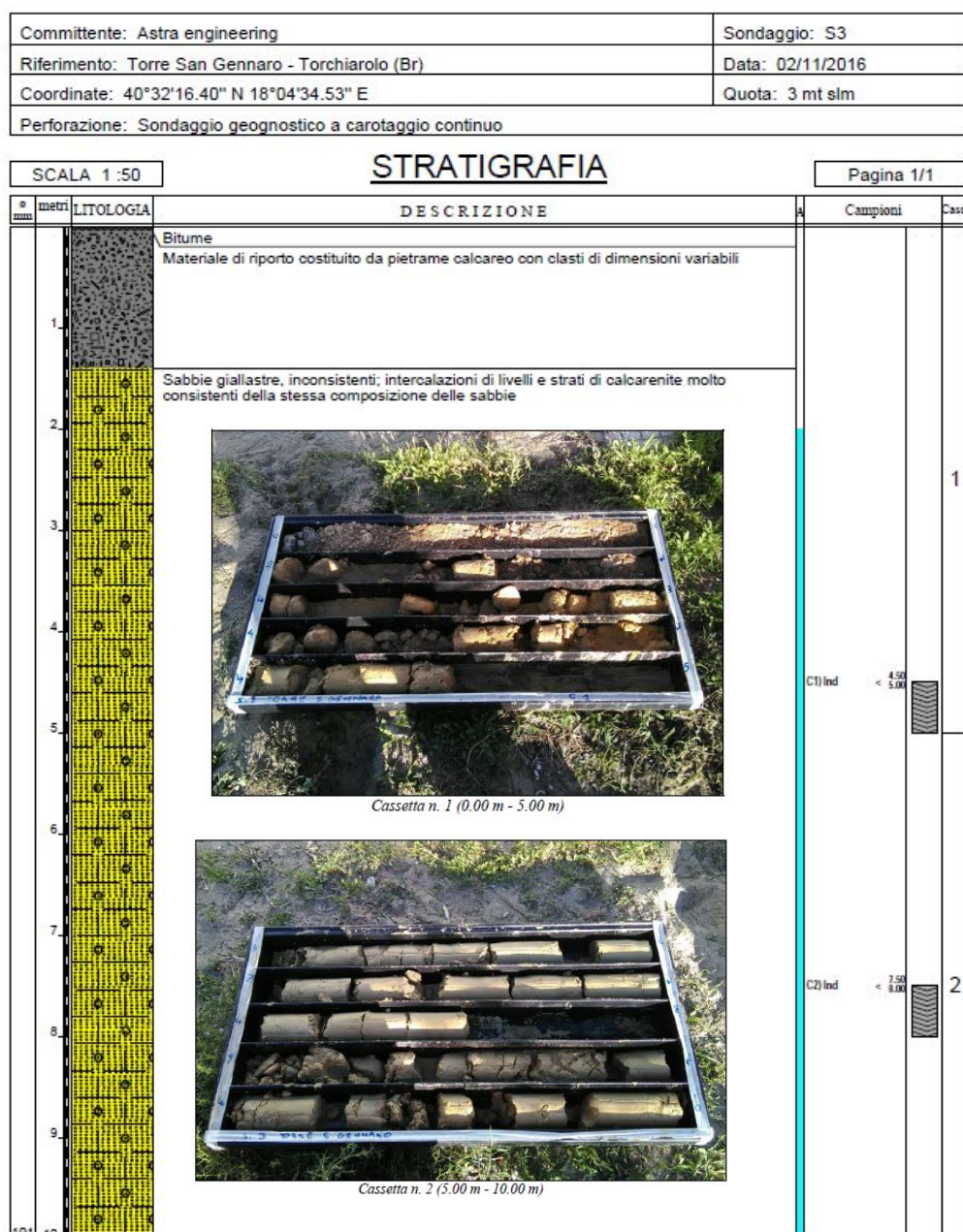


Figura 4 - Stratigrafia sondaggio Loc. Torre San Gennaro (S3)

- *c.b. e materiale di riporto*, rinvenuti fino alla profondità di 0,60 m circa 1,40 m dal p.c.;
- *sabbie giallastre, inconsistenti con intercalazioni di livelli e strati di calcarenite molto consistenti della stessa composizione delle sabbie*, rinvenuti fino alla profondità di 10,00 m circa dal p.c. (fine sondaggio);

Le indagini hanno evidenziato la presenza di falda alla profondità di ca. 2 m.

• Località Presepe

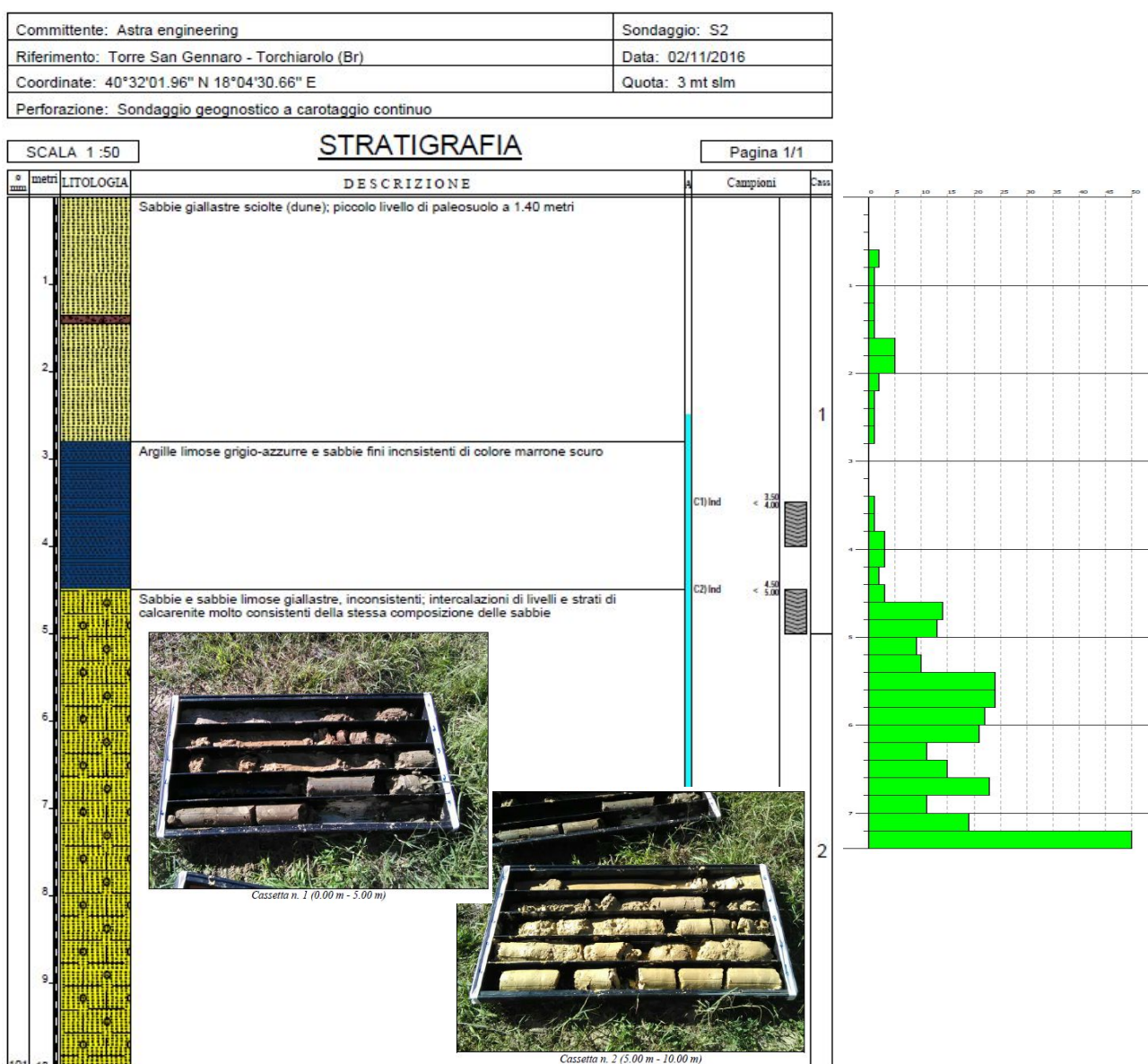


Figura 5 - Stratigrafia sondaggio Loc. Presepe (S2) e prova penetrometrica dinamica (DPSH1)

- *sabbie giallastre sciolte con piccolo livello di paleosuolo*, fino a ca. 2,80 m dal p.c.;

- *argille limose grigio-azzurre e sabbie fini inconsistenti di colore marrone scuro, rinvenute fino alla profondità di circa 4,50 m dal p.c.;*
- *sabbie e sabbie limose giallastre, inconsistenti con intercalazioni di livelli e strati di calcarenite molto consistenti della stessa composizione delle sabbie, rinvenuti fino alla profondità di 10,00 m circa dal p.c. (fine sondaggio);*

Le indagini hanno evidenziato la presenza di falda alla profondità di ca. 2,5 m.

• Località Lendinuso

Committente: Astra engineering	Sondaggio: S1
Riferimento: Lindinuso - Torchiariolo (Br)	Data: 02/11/2016
Coordinate: 40°31'12.96" N 18°05'15.44" E	Quota: 3 mt slm
Perforazione: Sondaggio geognostico a carotaggio continuo	

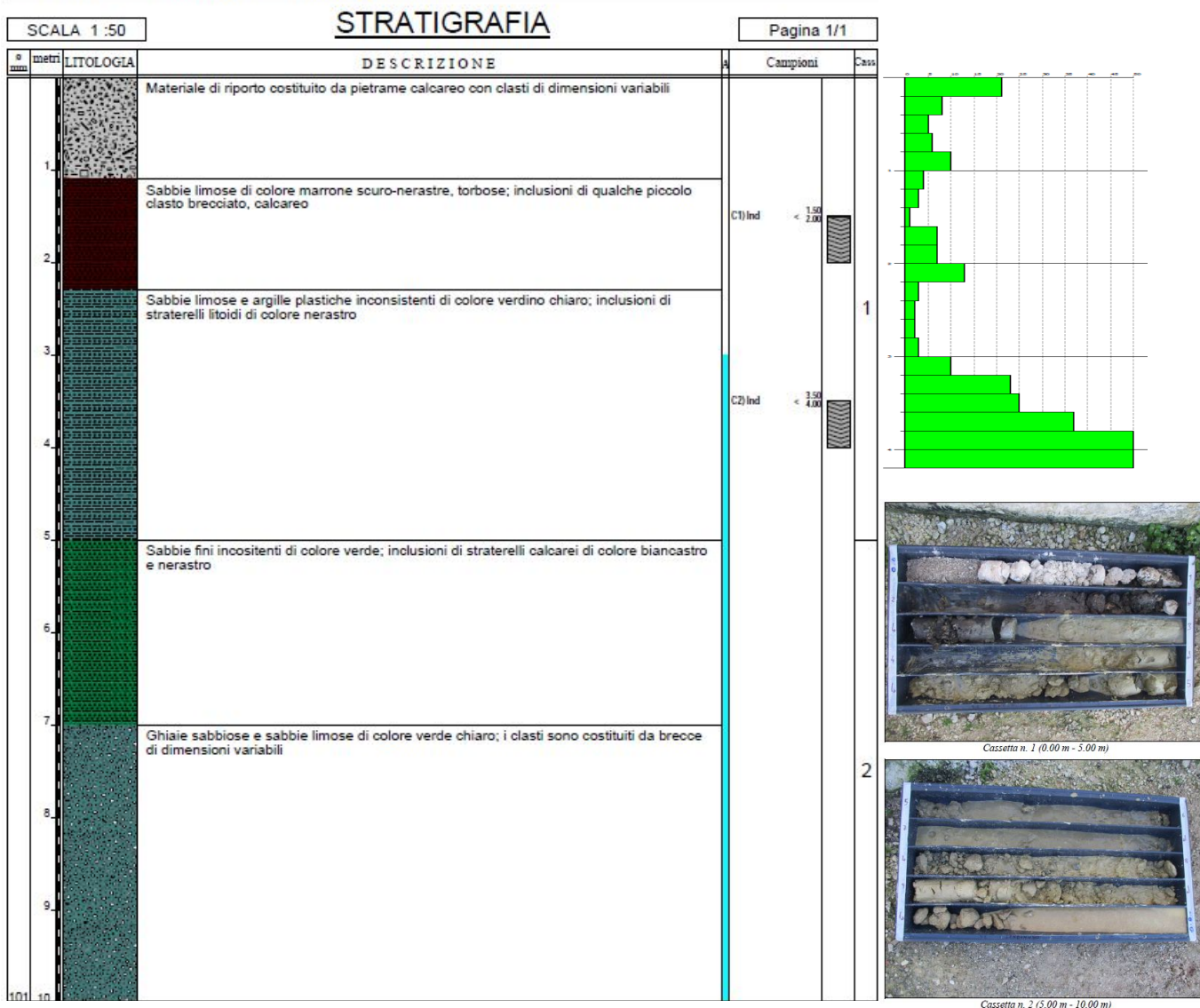


Figura 6 - Stratigrafia sondaggio Loc. Lendinuso (S1) e prova penetrometrica dinamica (DPSH2)

- *materiale di riporto*, fino a ca. 1,10 m dal p.c.;
- *sabbie limose di colore marrone scuro-nerastre, torbose con inclusioni di piccoli clasti brecciati calcarei*, rinvenute fino alla profondità di circa 2,20 m dal p.c.;
- *sabbie limose e argille plastiche inconsistenti di colore verdino chiaro, con inclusioni di straterelli litoidi di colore nerastro*, rinvenuti fino a 5,00 m circa dal p.c.;
- *sabbie fini inconsistenti di colore verde con inclusioni di straterelli calcarei di colore biancastro e nerastro*, rinvenuti fino a 7,00 m circa dal p.c.;
- *ghiaie sabbiose e sabbie limose di colore verde chiaro (clasti: brecce di dimensioni variabili)*, rinvenuti fino a 10,00 m circa dal p.c. (fine sondaggio).

Le indagini hanno evidenziato la presenza di falda alla profondità di ca. 3,0 m.

Dal punto di vista delle indagini indirette, sono state riscontrate le seguenti sismostratigrafie:

- **Località Torre San Gennaro**

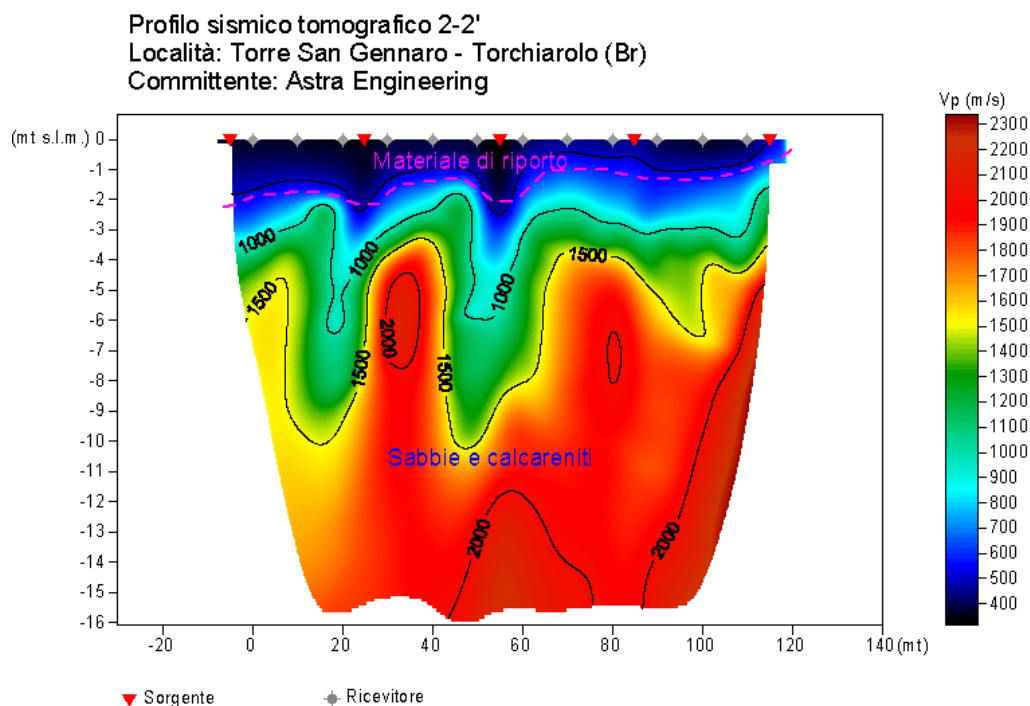


Figura 7 - Profilo sismico tomografico in località Torre San Gennaro (2-2')

- **Località Presepe**

Profilo sismico tomografico 1-1'

Località: Torre San Gennaro - Torchiaro (Br)

Committente: Astra Engineering

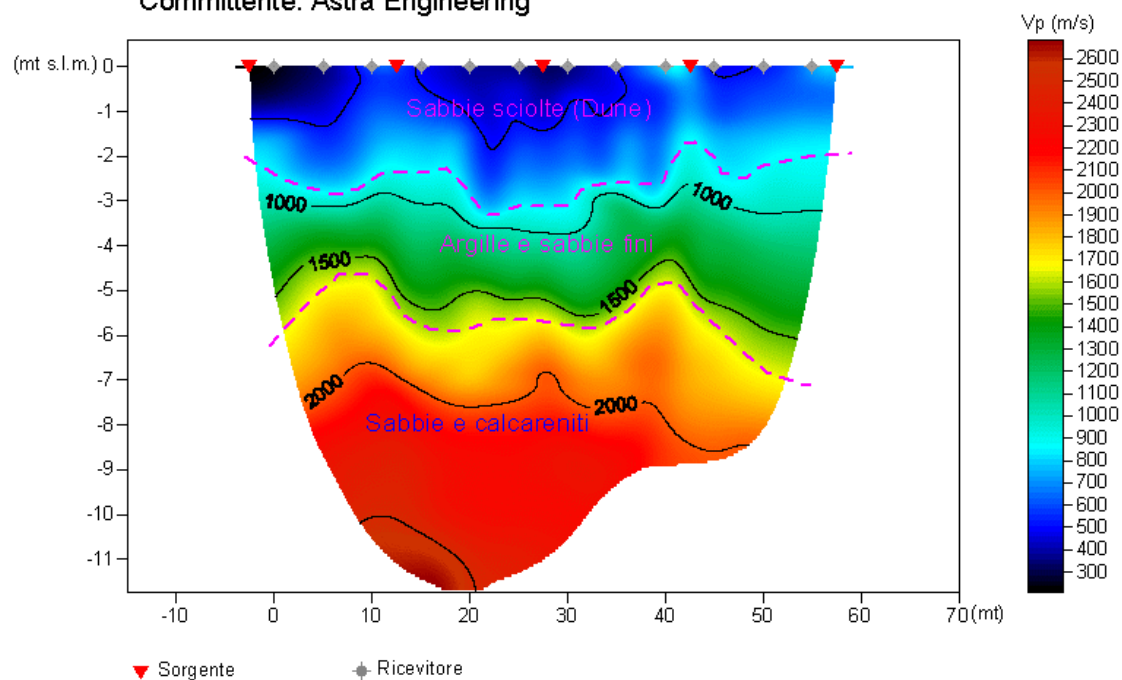


Figura 8 - Profilo sismico tomografico in località Presepe (1-1')

- **Località Lendinuso**

Profilo sismico tomografico 3-3'
Località: Lindinuso - Torchiaro (Br)
Committente: Astra Engineering

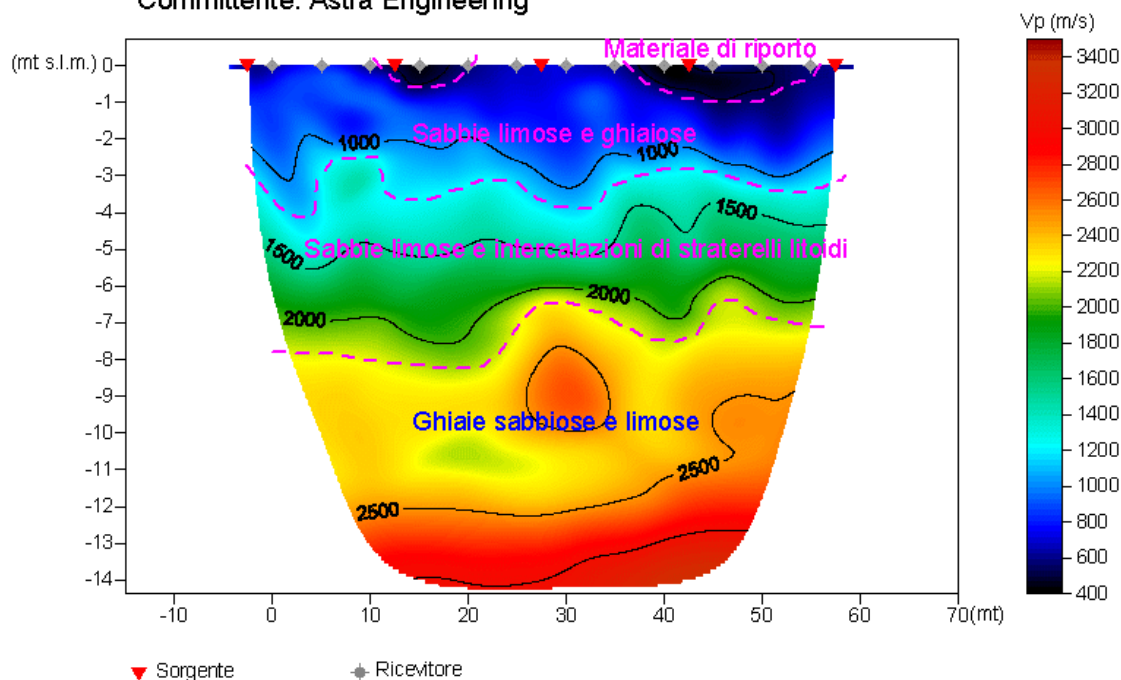


Figura 9 - Profilo sismico tomografico in località Lindinuso (3-3')

che hanno consentito di stimare la velocità medie delle onde di taglio (S) nei primi 30 m di profondità ($V_{s,30}$) per i siti oggetto di intervento:

Località	$V_{s,30}$ [m/s]
Torre San Gennaro - via dei Pescatori	547
Presepe - Via delle Dune	555
Lendinuso - Canale Infocaciucci	623

per cui i siti in questione sono classificabili (Tab. 3.2.II delle NTC 08) tutti come sottosuolo di **Categoria “B”** e cioè “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”.

3.3 Sintesi dei risultati delle indagini di laboratorio

Le indagini di laboratorio eseguite presso Geoprobe s.a.s. hanno permesso di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni interessati dagli interventi di progetto.

Nella tabelle seguenti si riporta una sintesi dei risultati delle prove di laboratorio condotte:

Tabella 1 – Sintesi dei risultati delle prove fisiche eseguite presso laboratorio geotecnico

Riferimento			Caratteristiche fisiche									Limiti di consistenza				Granulometria			Classificazione
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	W %	γ kN/m³	γ_{sec} kN/m³	γ_{sat} kN/m³	γ_s kN/m³	Indice vuoti	Poros. %	Sat. %	LL %	LP %	IP %	IC %	Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	CNR-UNI
S1	C2	3.50 - 4.00	18.2	19.8	16.8	20.2	25.9	0.54	35.1	88.5	22.1	13.4	8.7	0.45	7.5	66.2	14.8	11.5	A2-4 - I.G. = 0
S2	C2	4.50 - 5.00	21.2	19.8	16.3	20.0	25.9	0.58	36.9	95.7	27.9	18.2	9.7	0.69		65.8	11.6	22.6	A2-4 - I.G. = 0
S3	C1	4.50 - 5.00	19.7	19.3	16.1	19.8	25.8	0.60	37.6	86.1	27.2	17.6	9.6	0.78		61.2	22.8	16.0	A4 - I.G. = 1

Tabella 2 – Sintesi dei risultati delle prove meccaniche eseguite presso laboratorio geotecnico

Riferimento			Taglio diretto		Edometrica				
Sond. n°	Camp. n°	Profondità m	ϕ °	c kPa	24.5 kPa	49.0 kPa	98.0 kPa	196.0 kPa	392.0 kPa
S1	C2	3.50 - 4.00	27.9	9	2043	2884	6121	7840	13517
S2	C2	4.50 - 5.00	26.5	10	1634	2672	4324	7475	13163
S3	C1	4.50 - 5.00	27.1	9	2043	3269	4664	8909	12250

Nello specifico si possono trarre le seguenti considerazioni:

- il campione S1C2, prelevato presso il sondaggio S1 (loc. Lendinuso), è composto da sabbie limose ed argillose debolmente ghiaiose di colore giallo-olivastro; le caratteristiche fisico-meccaniche risultanti dalle prove sono:
 - $\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$;
 - $\phi = 27,9^\circ$;
 - $c = 9 \text{ kPa}$;

- il campione S2C2, prelevato presso il sondaggio S2 (loc. Presepe), è composto da sabbie argillose e limose di colore giallastro; le caratteristiche fisico-meccaniche risultanti dalle prove sono:
 - $\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$;
 - $\phi = 26,5^\circ$;
 - $c = 10 \text{ kPa}$;
- il campione S3C1, prelevato presso il sondaggio S3 (loc. Torre San Gennaro), è composto da sabbie limose ed argillose di colore giallastro; le caratteristiche meccaniche risultanti dalle prove di taglio diretto sono:
 - $\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$;
 - $\phi = 27,1^\circ$;
 - $c = 9 \text{ kPa}$.

Le prove edometriche hanno inoltre permesso di stabilire i moduli edometrici a diversi carichi di applicazione; essi saranno utilizzati per la stima dei cedimenti delle opere di fondazione (pali) previste nel presente progetto.

Nel paragrafo seguente si effettua la modellazione sismica di base; quindi, nel successivo paragrafo, alla luce delle indagini in situ ed in laboratorio eseguite, si definiscono i modelli geotecnici di calcolo, ai fini del dimensionamento e verifica delle opere civili di progetto.

4. Modellazione sismica di base

L'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003 ha introdotto una nuova classificazione sismica del territorio italiano, in risposta sia alle nuove conoscenze scientifiche in materia sismica, sia al ripetersi di terremoti che hanno interessato anche zone precedentemente non classificate.

Rispetto alle classificazioni precedenti, l'O.P.C.M. 3274 stabilisce una nuova classificazione sismica del territorio nazionale utilizzando ed aggiornando la classificazione sismica proposta nel 1998 la quale suddivideva il territorio nazionale, attraverso un approccio probabilistico, in tre categorie sismiche a cui si aggiunse un'ulteriore categoria per i comuni non classificati).

La nuova classificazione è invece articolata in 4 zone, ciascuna contraddistinta da un diverso valore dell'accelerazione di picco orizzontale (a_g) del suolo di riferimento considerato rigido (suolo di categoria A) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, eliminando di fatto la presenza di

aree del territorio classificate come non sismiche; in questo modo, a ciascuna area del territorio nazionale viene attribuito un differente livello di protezione sismica.

Tabella 3 – Valori dell’accelerazione di picco orizzontale a_g in funzione della zona sismica di riferimento

Zona sismica di riferimento	Intervallo di pertinenza della PGA (10% in 50 anni)	$a_{g,max}$
1	$0,25 < a_g \leq 0,35 \text{ g}$	0,35 g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25 \text{ g}$	0,25 g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15 \text{ g}$	0,15 g
4	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$	0,05 g

Secondo questa classificazione sismica del territorio italiano, il Comune di Torchiariolo (BR) ricade in zona 4, con un’accelerazione orizzontale massima convenzionale attesa, per un suolo di categoria A, pari a 0,05 g.

4.1 Vita nominale, Classi d’uso e Periodo di Riferimento

Le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008) hanno introdotto un nuovo elemento metodologico nella stima della pericolosità sismica di base, la quale non risulta più legata esclusivamente alla zona sismica di appartenenza, ma al valore di accelerazione massima orizzontale attesa nello specifico sito, definita su un reticolo molto fitto di punti.

Secondo tali norme, nella realizzazione delle costruzioni, bisogna fare riferimento a degli *stati limite* che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* dell’opera. Quindi, per poter stimare l’azione sismica da considerare per la progettazione delle strutture in oggetto, bisognerà stabilire:

- la vita nominale dell’opera (V_N), che, congiuntamente al valore della classe d’uso C_U (così come definito nella Tab. 2.4.II delle NTC2008), permette di determinare il periodo di riferimento dell’azione sismica V_R ;
- il periodo di ritorno T_R dell’azione sismica, determinato in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} dello stato limite considerato.

Le strutture in oggetto essendo qualificabili come "*Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d’uso III o in Classe d’uso IV*" ricadono nella **Classe II** di cui al punto 2.4.2

delle NTC08. Le strutture sono altresì identificabili nel **Tipo di Costruzione 2** (opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale) come definito dal punto 2.4.1 delle NTC08.

Alla luce di quanto sopra le strutture in oggetto devono essere progettate per resistere, oltre alle azioni naturali ed antropiche, ad un sisma avente periodo di ritorno V_R pari a

$$V_R = V_N \times C_U \geq 50 \text{ anni}$$

nella quale:

- $V_N \geq 50$ anni è la Vita Nominale dell'opera, come definita al punto 2.4.1 delle NTC08 per tipo di costruzione 2;
- $C_U = 1,0$ è il Coefficiente d'Uso, come definito al punto 2.4.3 delle NTC08 per strutture in classe d'uso II.

4.2 Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo di Ritorno

Le NTC2008 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU).

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere

significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

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

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{VR} , ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di accelerazione orizzontale massima del suolo prefissata avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 4 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{VR} : Probabilità di superamento V_R	
Stati limite di esercizio (SLE)	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi (SLU)	SLV	10 %
	SLC	5 %

Il Tempo di Ritorno T_R per l'azione sismica, espresso in anni, viene calcolato tramite la seguente espressione:

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

I limiti inferiore e superiore del Tempo di Ritorno sono fissati, in funzione dello Stato Limite di riferimento, dalla Tab. C.3.2.I dell'Allegato A delle NTC2008, di seguito riportata.

Tabella 5 – Valori di T_R in funzione di V_R

Stati Limite		Valori (in anni) del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio (SLE)	SLO	$30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati limite ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}$

Nel caso oggetto di studio, essendo $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno per l'azione sismica sarà

Stati Limite		Valori (in anni) del periodo di ritorno T_R per il periodo di riferimento $V_R = 50$ anni
Stati limite di esercizio (SLE)	SLO	30
	SLD	50
Stati limite ultimi (SLU)	SLV	475
	SLC	975

4.3 Pericolosità sismica di base

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC2008, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali, come previsto nell'allegato A della norma. Le forme spettrali previste dalle NTC2008 sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei seguenti parametri fondamentali:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

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.

I valori di questi parametri, forniti nella tabella contenuta nell'Allegato B delle NTC2008, per i 10751 punti del reticolo di riferimento del territorio nazionale, sono identificati da coordinate geografiche di longitudine e latitudine.

4.4 Stima della pericolosità sismica di sito

Le sollecitazioni generate da un evento sismico dipendono dalle particolari condizioni locali, ossia dalle caratteristiche topografiche, litografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi, nonché dalle proprietà fisico-meccaniche che li costituiscono.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, è necessario valutare la risposta sismica locale in funzione delle categorie di sottosuolo riportate all'interno delle tabelle Tab. 3.2.II e Tab. 3.2.III delle NTC2008.

La stima della pericolosità sismica locale dell'area interessata dai lavori è stata eseguita considerando:

- Categoria sottosuolo:

Categoria “B” e cioè “Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)”, con valori riscontrati *in situ* pari a:

Tabella 6 – Valori del parametro $V_{s,30}$ riscontrati mediante indagini MASW

Località	$V_{s,30}$ [m/s]
Torre San Gennaro - via dei Pescatori	547
Lendinuso - Canale Infocaciucci	623
Presepe - Via delle Dune	555

- Categoria topografica:

T1: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore o uguale a 15°.*

I parametri sismici ricavati per il luogo di riferimento, riportati in funzione dei vari stati limite, sono riportati nella tabella di seguito riportata:

Tabella 7 – Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]

SLO	30	0,013	2,390	0,150
SLD	50	0,017	2,305	0,187
SLV	475	0,046	2,437	0,467
SLC	975	0,057	2,521	0,539

Si riportano, infine, i diagrammi degli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati.

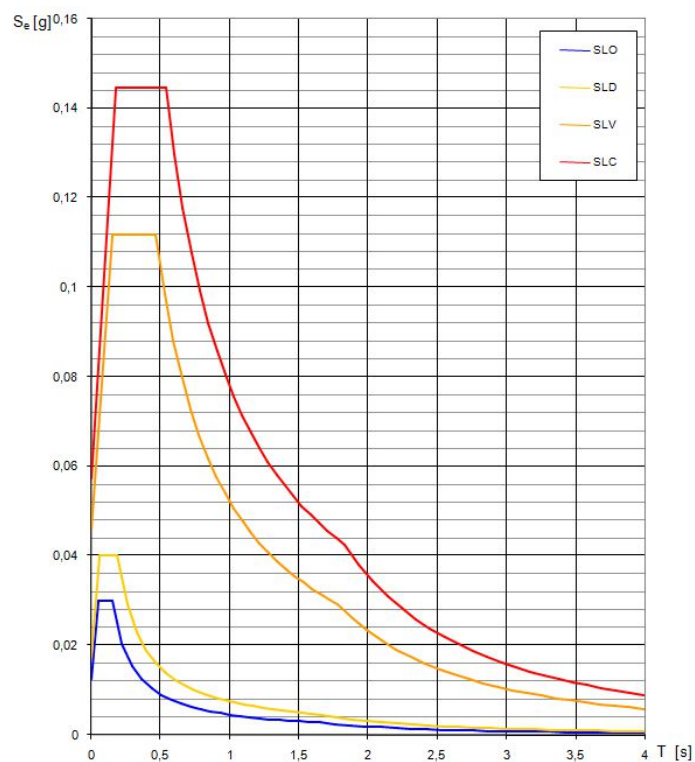


Figura 10– Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

5. Modelli geotecnici

Dall'analisi congiunta delle risultanze sperimentali delle indagini in sito e di laboratorio condotte nella presente fase di progetto esecutivo, è possibile formulare i seguenti modelli stratigrafici del sottosuolo:

1. Località Lendinuso (ponte su canale Infocaciucci)

- Terreno di riporto. Spessore di 2,2 m circa. Questi terreni hanno pessime capacità portanti; essi in generale presentano le seguenti caratteristiche tecniche medie:

Peso di volume (presunto)	$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 0 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 25,0^\circ$

- Unità geotecnica A: sabbie e strati litoidi. Di seguito si riportano le caratteristiche medie, rilevate a seguito delle indagini di laboratorio e/o *in situ*:

Peso di volume	$\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 9 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 27,9^\circ$

- Unità geotecnica B: sabbie limose con inclusione di rare ghiaie. Di seguito si riportano le caratteristiche medie, rilevate a seguito delle indagini di laboratorio e/o *in situ*:

Peso di volume	$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 0 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 34^\circ$

I parametri indicati sono da considerarsi come valori caratteristici, in accordo alle NTC (p.to 6.2.2). La categoria stratigrafica del sottosuolo oggetto di intervento è la **Categoria B**, mentre la categoria topografica del sito è la **Categoria T1**.

I valori sono espressi in cm

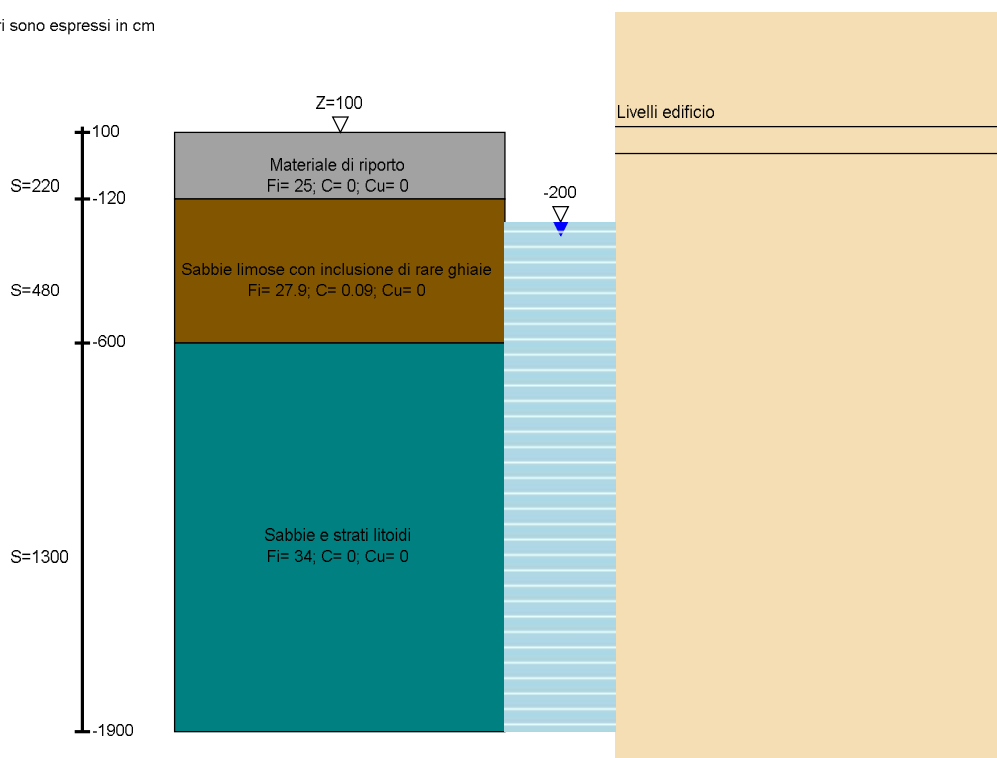


Figura 11 - Modello Geotecnico loc. Lendinuso (per ponte su canale Infocaciucci)

2. Località Presepe (passerella su palude Quatina)

- Unità geotecnica A: sabbie giallastre sciolte. Di seguito si riportano le caratteristiche medie, rilevate a seguito delle indagini di laboratorio e/o *in situ*:

Peso di volume	$\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 0 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 24,0^\circ$

- Unità geotecnica B: argille limose grigio-azzurre. Di seguito si riportano le caratteristiche medie, rilevate a seguito delle indagini di laboratorio e/o *in situ*:

Peso di volume	$\gamma = 22,0 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 10 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 25,0^\circ$

- Unità geotecnica C: sabbie e sabbie limose giallastre. Di seguito si riportano le caratteristiche medie, rilevate a seguito delle indagini di laboratorio e/o *in situ*:

Peso di volume	$\gamma = 19,8 \text{ kN/m}^3$
Coesione apparente efficace	$c' = 10 \text{ KPa}$
Angolo di resistenza al taglio	$\phi = 26,5^\circ$

I parametri indicati sono da considerarsi come valori caratteristici, in accordo alle NTC (p.to 6.2.2). La categoria stratigrafica del sottosuolo oggetto di intervento è la **Categoria B**, mentre la categoria topografica del sito è la **Categoria T1**.

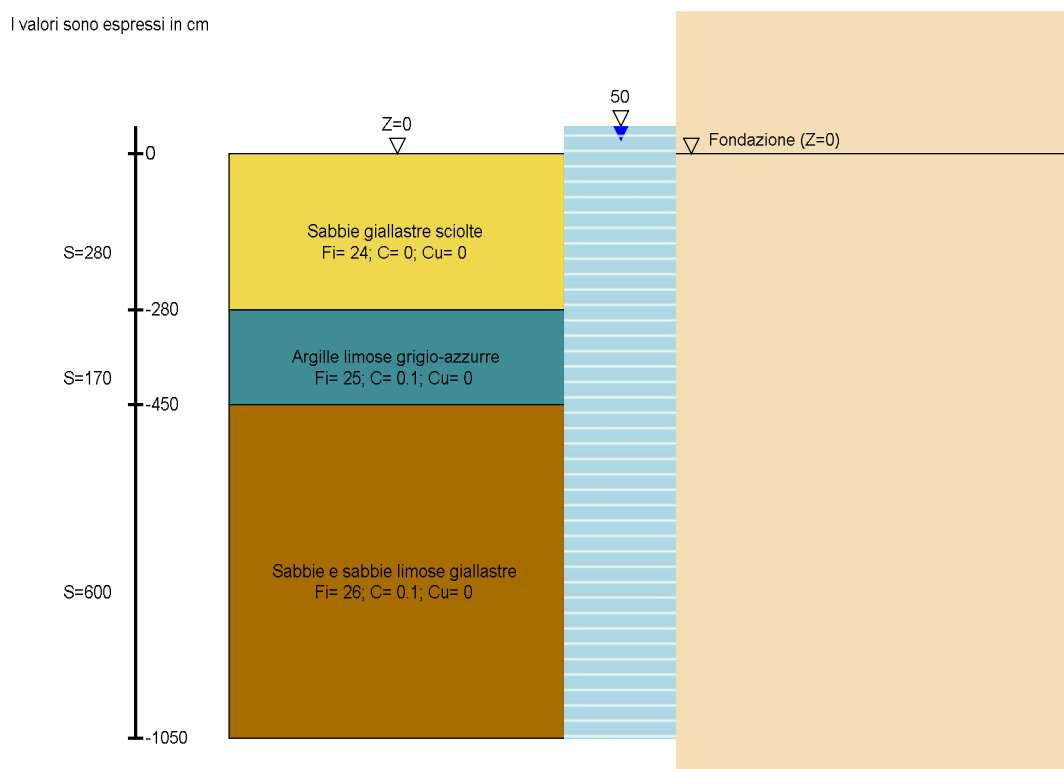


Figura 12 - Modello Geotecnico loc. Presepe (per passerella su palude Quatina)

6. Capacità portante e deformabilità dei terreni di fondazione

La verifica di capacità portante delle fondazioni superficiali viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica, considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della stesse fondazioni, in base alla stratigrafia associata.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita, ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La valutazione della *capacità portante* dei terreni di fondazione è stata eseguita attraverso la relazione di *Brinch-Hansen*, a seconda della profondità del piano di posa e delle dimensioni caratteristiche delle fondazioni in esame. L'approccio di progetto scelto per la valutazione della capacità portante, ai sensi del p.to 6.4.2.1 delle NTC 08, è l'Approccio 2. Tale approccio prevede coefficienti riduttivi $\gamma_M = 1,0$ per tutte le grandezze geotecniche caratteristiche con la conseguenza che tali grandezze caratteristiche coincidono con quelle di calcolo.

Nei paragrafi successivi viene descritto mediante una sintetica trattazione generale il Metodo di Brinch-Hansen, utilizzato ai fini della determinazione della capacità portante dei terreni di fondazione.

Metodo di Brinch-Hansen

La capacità portante valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

- γ' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
- L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
- c = coesione dello strato di fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- N_γ, N_c, N_q = fattori di capacità portante;
- s_γ, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

- d_γ, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
- i_γ, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;
- b_γ, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_c, g_q = fattori di inclinazione del piano campagna;

Per la teoria di Brinch-Hansen i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg} \phi; \quad N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \phi)}; \quad N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{tg} \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_a}}; \quad i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta = 0); \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) \cdot H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \text{ctg} \phi} \right)^5 \quad (\text{se } \eta > 0)$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - 0.5 \cdot \text{tg} \beta)^5; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = e^{(-2 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}; \quad b_\gamma = e^{(-2.7 \cdot \eta \cdot \text{tg} \phi)}$$

$$\text{dove: } k = \frac{D}{B_f} \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad (\text{se } \frac{D}{B_f} > 1)$$

nelle quali i simboli riportati rappresentano:

- ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;
- c_a = aderenza alla base della fondazione;
- η^0 = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (pari a 0 se orizzontale);
- β = inclinazione del pendio;
- H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;
- D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'**effetto inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'**effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35} ; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h ; \quad e_\gamma = e_q$$

Per ottenere il valore di calcolo della capacità portante tale valore deve essere ridotto attraverso il fattore previsto dalla vigente normativa ($\gamma_R = 2,3$, relativo all'Approccio 2, tab. 6.4.I NTC 08).

$$q_{ult,d} = q_{ult} / \gamma_R$$

La verifica di capacità portante consiste nel provare che l'azione di progetto E_d , data dalla componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa, sia minore o uguale della resistenza di progetto R_d , data dal valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite ($q_{ult,d}$) nei terreni di fondazione (p.to 6.4.2.1 circ. 617/09):

$$E_d \leq R_d$$

Tale verifica viene condotta in automatico dal software di calcolo SismiCAD, che provvede eventualmente a segnalare se tale condizione non è verificata. All'interno dei tabulati di calcolo

relative alle singole opere oggetto di progettazione si riportano le verifiche analitiche della capacità portante di ciascuna opera strutturale.

Per quanto concerne la stima della deformabilità del terreno di fondazione, è necessario determinare il *coefficiente di sottofondo* k_s (o *costante di Winkler*, definita come rapporto tra carico applicato q e corrispondente cedimento δ) del piano di posa; a tal proposito è stata seguita la procedura approssimata proposta da Bowles (*Fondazioni*, McGraw-Hill, 2003) attraverso la seguente espressione, che fa riferimento alla pressione limite q_{ult} :

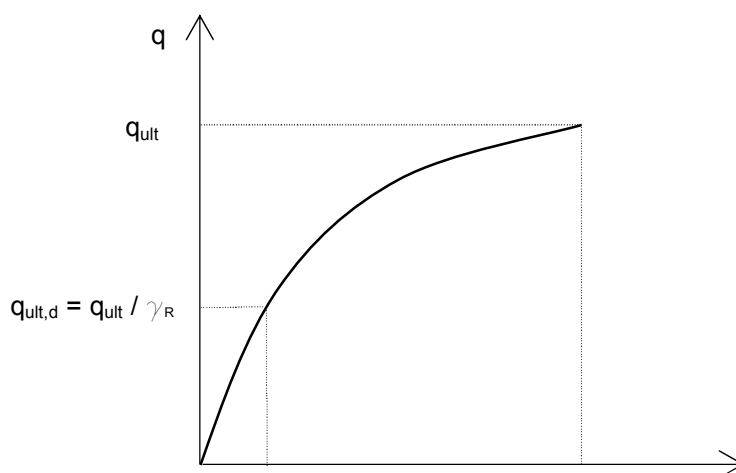
$$k_s = C q_{ult} = A_s + B_s z \quad (\text{kN/m}^3)$$

nella quale (in unità SI):

- $A_s = C (c N_c s_c + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma)$
- $B_s = C (\gamma N_q s_q)$
- z = profondità del piano di posa della fondazione
- $C = 40$.

La suddetta relazione trae origine dalla considerazione che la pressione limite q_{ult} viene raggiunta quando il cedimento al disotto della fondazione risulta pari ad un valore abbondantemente cautelativo (vista la tipologia delle opere in progetto, la tipologia delle fondazioni previste e la tipologia di terreno di fondazione) pari a $\delta_{ult} = 2,54$ cm (1 pollice), da cui segue il fattore C .

Tale assunzione, inoltre, assicura il rispetto di un cedimento $\delta^* = \delta(q_{ult,d})$ che è sicuramente molto minore (a causa della non linearità della curva carico-cedimento, fig. 6) di 2,54 cm.



$$\delta^* \qquad \delta_{ult} \qquad \delta$$

Fig. 13 – Curva carico-cedimento: il coefficiente di sottofondo è dato dal rapporto q / δ

Si sottolinea che i valori della capacità portante e del coefficiente di sottofondo ottenuti dal calcolo sono stati confrontati con valori di riferimento disponibili in letteratura, pertanto i dati effettivamente utilizzati nel progetto sono stati selezionati in maniera cautelativa. Questo aspetto peraltro non influenza sensibilmente il comportamento delle strutture in quanto, per la natura del modello di fondazione su suolo elastico ipotizzato, le sollecitazioni agenti sulle strutture e le conseguenti pressioni sul terreno variano di poco anche variando la rigidezza del terreno in un ampio range (si veda il cap.9 del Bowles, *Fondazioni*).

Inoltre, in calce alle verifiche riportate nei tabulati di calcolo ciascun complesso strutturale oggetto di progettazione, è riportato il calcolo esplicito dei cedimenti delle fondazioni su pali sulla scorta dei parametri geotecnici degli strati attraversati, con particolare riferimento a quello di base; si sottolinea che i valori massimi dei cedimenti sono inferiori a 25 mm, valore compatibile con la funzionalità delle opere oggetto di progettazione.

7. Conclusioni

Alla luce dei risultati delle indagini geognostiche, geofisiche e di laboratorio geotecnico, nonché in considerazione della tipologia delle opere di progetto (passerelle e/o ponti ciclo-pedonali), si ritiene di **impiegare delle fondazioni indirette su pali**. Più nello specifico, la tipologia che si impiegherà sarà quella dei **pali trivellati** in c.a. di medio diametro (60-80 cm).

Si rimanda all'All. 4 per quanto concerne i calcoli di verifica geotecnica delle suddette opere.

8. Riferimenti

1. D.M. Infrastrutture 14/01/2008 *Nuove norme tecniche per le costruzioni*, G.U. n. 29 del 04/02/2008 – S.O. n. 30
2. Circolare 02/02/2009 n. 617 del C.S.LL.PP. *Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*, G.U. n. 47 del 26/02/2009 – S.O. n. 27

3. UNI EN 1997-1:2005 - Eurocodice 7 – Progett. geotecnica - Parte 1: Regole generali
4. UNI EN 1998-5:2005 - Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
5. Bowles, J.E. (1988), Fondazioni. Progetto e analisi (4^a edizione)
6. Poulos, H.G. (1987), Pali. Analisi e progettazione di fondazioni (ristampa giugno 2005)
7. R. Lancellotta, Geotecnica, ed. Zanichelli
8. R. Lancellotta, J. Calavera, Fondazioni, ed. Zanichelli
9. R. Lancellotta, D. Costanzo, S. Foti, Progettazione geotecnica, ed. Hoepli