

COMUNE DI VEGLIE


PROVINCIA DI LECCE

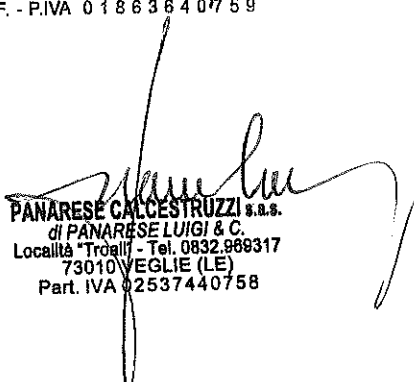
PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA ZONA P.I.P. TROALI DI INIZIATIVA PRIVATA

COMMITTENTE : F.LLI PANARESE S.R.L.
PANARESE CALCESTRUZZI S.A.S. DI PANARESE
LUIGI & C.

UBICAZIONE : Zona artigianale Troali

Veglie, Maggio 2021

La proprietà

F.LLI PANARESE S.r.l.
Loc. "TROALI" - 73010 VEGLIE (LE)
Tel. 0832.969317 - Fax 0832.969436
C.F. - P.IVA 01863640759


PANARESE CALCESTRUZZI S.a.s.
di PANARESE LUIGI & C.
Località "Troali" - Tel. 0832.969317
73010 VEGLIE (LE)
Part. IVA 02537440758

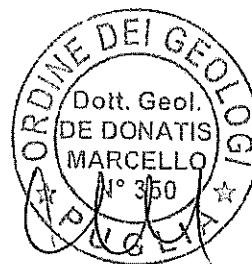
GEOLOGO

Dott. Marcello DE DONATIS

Piazza Libertà , 11 - RUFFANO (LE)

tel./ . 0833/692992

mail: info@geoprove.eu



ALL. 4 - RELAZIONE IDROGEOLOGICA RELAZIONE GEOLOGICA RELAZIONE MODELLAZIONE SISMICA

Il presente progetto viene concesso alla espressa condizione che, oltre a quanto previsto dalle Leggi vigenti in materia di diritto d'autore, non venga, senza il mio consenso scritto, riprodotto, copiato, divulgato, ceduto a terzi nè diversamente usato se non per la realizzazione dell'opera a cui si riferisce.

Qualsiasi violazione sarà perseguita ai sensi della normativa vigente (L. 633/41 - D.lgs. 518 del 29.12.92).

COMUNE DI VEGLIE

PROVINCIA DI LECCE

COMMITTENTI: F.LLI PANARESE SRL E
PANARESE CALCESTRUZZI SAS
DI PANARESE LUIGI & C.
PROGETTISTA: GEOM. ALEMANNO ANTONIO

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA ZONA
ARTIGIANALE TROALI

RELAZIONE IDROGEOLOGICA E GEOLOGICA SULLE INDAGINI CON CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

Ruffano, aprile 2021

IL GEOLOGO
Dott. Marcello DE DONATIS



INDICE

PREMESSA.....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
CARATTERI GEOLOGICI	4
IDROGEOLOGIA.....	8
PROVA DI PERMEABILITA'	10
<i>Permeabilità a carico variabile con permeametro.....</i>	<i>10</i>
INDAGINE GEOGNOSTICA	12
<i>Indagine sismica a rifrazione.....</i>	<i>12</i>
VERIFICA DEGLI STATI ULTIMI (SLU)	16
CONCLUSIONI	23

PREMESSA

Il sottoscritto è stato incaricato, nel mese di aprile 2021, dal Geom. Antonio Alemanno per conto di F.lli Panarese Srl e Panarese Calcestruzzi Sas di Panarese Luigi & C., per eseguire un'indagine geognostica e sismica su un'area interessata dal completamento della zona artigianale Troali nel Comune di Veglie.

Lo studio geognostico e sismico ha mirato ad accertare la situazione stratigrafica e le proprietà fisico-meccaniche dei terreni di fondazione fino alla profondità alla quale le tensioni indotte dai manufatti assumono valori significativi (D.M. 17.01.2018).

Il presente lavoro è articolato nel seguente modo:

- rilievo geologico di superficie, con particolare riguardo alla litologia delle formazioni affioranti, alle condizioni geomorfologiche generali e all'idrografia superficiale;
- esecuzione di un profilo sismico a rifrazione, per la caratterizzazione stratigrafica e meccanica del terreno fondale;

Dopo aver acquisito i risultati del rilevamento geologico di superficie e delle indagini geognostiche è stata ricostruita la modellazione geologica del sito interessato dall'intervento.

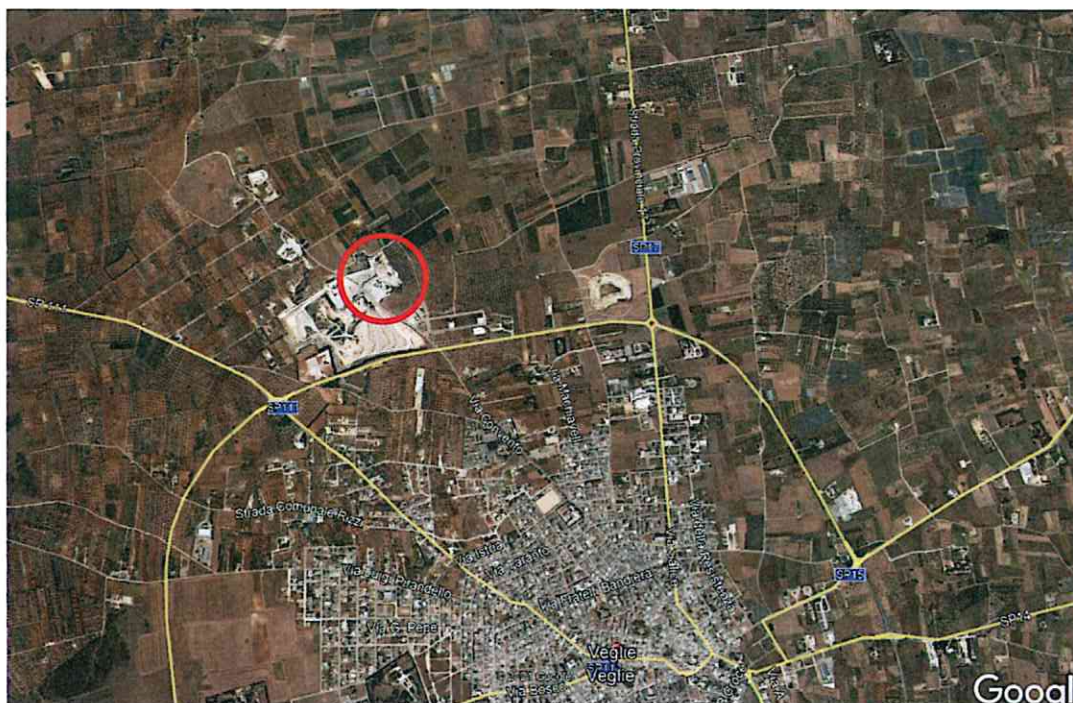
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area indagata è ubicata nella Zona Artigianale Troali nel Comune di Veglie.

La quota topografica è di 42 metri s.l.m.

L'area di indagine è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 40° 21' 01'' N
- Longitudine: 17° 57' 17'' E



Area di indagine, immagine da Google Earth ®

CARATTERI GEOLOGICI

L'area oggetto di studio ricade nel Foglio 204 tavoletta di Lecce della Carta Geologica d'Italia.

Morfologicamente l'area è ubicata su un ripiano di alto strutturale ad una quota topografica di 42 metri s.l.m e si presenta subpianeggiante.

Strutturalmente l'area è caratterizzata da un paesaggio ad Horst e Graben, e tale situazione è il risultato, alquanto complesso, dei fenomeni distensivi che hanno interessato il basamento carbonatico dalla fine del Cretaceo fino al Pleistocene inf., generando una serie di alti strutturali (Horst) e di bacini (Graben), nei quali si sono depositate, in trasgressione, le sequenze sedimentarie quaternarie.

Nell'area in esame affiorano le seguenti formazioni:

- Calcari di Altamura (Cenomaniano-Turoniano);
- Calcareni di Gravina (Pleistocene).

Calcari di Altamura (Cenomaniano-Turoniano)

Questa formazione è presente in profondità dove risulta ribassata per cause tettoniche.

Essa costituisce il basamento della Penisola Salentina, si presenta con stratificazione variabile, ad andamento ondulato con strati di circa

20-30 cm di spessore che, a luoghi diminuisce sino alla caratteristica struttura a “tavolette”, con laminazioni ritmiche.

E' interessata da una fratturazione subverticale, con diaclasi e leptoclasì che, avendo quell'andamento cioè normale ai piani di strato talvolta rendono la roccia brecciata e scomponibile in solidi di forma geometrica.

Presenti, inoltre, strutture fisico-meccaniche secondarie dovute all'azione del carsismo, con fratture e saccazioni riempite di materiale residuale.

Litologicamente si tratta di calcari e calcari dolomitici di colore avana o nocciola, compatti e tenaci, in strati e banchi, talora riccamente fossiliferi, cui si alternano livelli dolomitici di colore grigio o nocciola.

L'origine è biochimica per i calcari e secondaria per le dolomie.

La stratificazione è sempre evidente con strati di spessore variabile da 20 a 50 cm, talora si rinvencono banchi fino a 1.5 metri, l'immersione è verso OSO con pendenze comprese fra $6 \div 13^\circ$. Alcune piccole variazioni di immersione danno luogo a deboli ondulazioni, mentre la fratturazione, localmente anche intensa, da origine ad una rete di fessure che conferisce alla formazione suddetta una generale permeabilità in grande.

In base ai dati forniti dall'AGIP, in seguito alla perforazione petrolifera vicino Ugento, lo spessore massimo si aggira intorno ai 640

metri. Alla base di tale formazione si rinvencono le “Dolomie di Galatina”. Il passaggio fra le due formazioni avviene con molta gradualità, infatti con l’aumentare della profondità tende ad aumentare la percentuale di dolomia, fino a diventare prevalente nelle Dolomie di Galatina.

Per quanto riguarda il loro ambiente deposizionale, esso è di mare poco profondo più esattamente di piattaforma. Inoltre, dato che presenta spessori abbastanza potenti, appare chiaro che l’ambiente di sedimentazione ha potuto mantenersi pressoché immutato per effetto di una costante subsidenza.

Calcareniti di Gravina (Pleistocene inf.)

Questo litotipo affiora nell’area indagata e si adagia in trasgressione sui calcari del Cretaceo, costituendo un deposito con graduali passaggi in differenti varietà di tipico.

In questa unità vengono riuniti tutti i sedimenti noti con il termine generico di “Tufi”.

Questa formazione è assimilabile, per caratteristiche litologiche, sedimentologiche e stratigrafiche, alle Calcareniti di Gravina (Ba); da esse infatti prendono anche il nome.



LEGENDA

 **CALCARENITI DI GRAVINA**

Calcareniti bioclastiche, a grana media, da grigio chiaro a giallastre di norma massicce, porose e tenere (tufi calcarei).

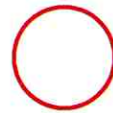
Occasionalmente orizzonti argillosi consentono, talvolta la presenza di piccole falde idriche sospese. (Pleistocene inferiore).

 **CALCARE DI ALTAMURA**

Calcarei dolomitici, compatti tenaci, in strati e banchi, talora riccamente fossiliferi, cui si alternano livelli dolomitici di colore grigio. Corrispondono alla sedimentazione prodottasi essenzialmente nelle estese aree di laguna della piattaforma apula (Maastrichtiano).

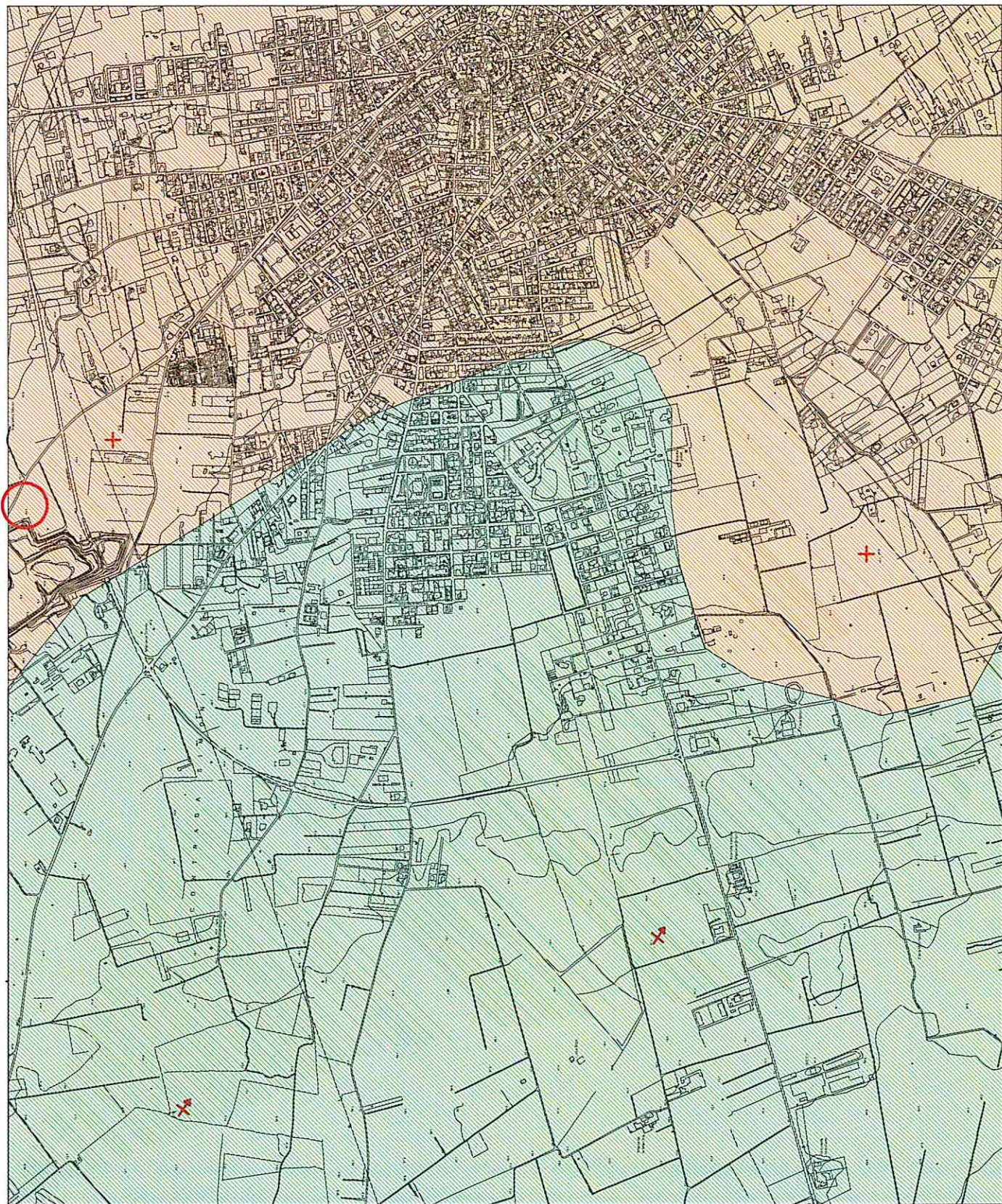
 Strati orizzontali

 Strati con pendenza inferiore a 10°



AREA INDAGATA

CARTA GEOLOGICA



Litologicamente si tratta di una calcarenite più o meno compatta, grigio-chiara, cui si associano sabbioni calcarei talora parzialmente cementati, eccezionalmente argillosi. Verso la base dell'unità si rinvencono alle volte delle brecce e conglomerati con estensione e potenza molto variabile.

Il contenuto del carbonato di calcio è in genere elevato ed oscilla tra il 97-98%.

Per quanto riguarda la stratificazione è spesso indistinta e quando essa appare si hanno strati poco potenti da qualche centimetro ad oltre un metro.

Il passaggio di essa con le formazioni sottostanti avviene per trasgressione, lo testimoniano le brecce e i conglomerati che troviamo alla base di essa. Al tetto della formazione si rinvencono le argille grigio-azzurre.

La stratificazione è in genere incrociata, in accordo con il suo ambiente deposizionale.

IDROGEOLOGIA

In base ai caratteri litologici delle formazioni, alle loro caratteristiche giaciturali e ai rapporti di posizione, la circolazione idrica si esplica attraverso un livello localizzato nei calcari cretacei denominato “acquifero di base” in quanto la falda in esso contenuta è sostenuta dall’acqua marina di invasione continentale.

Il gradiente idraulico, come emerge dai numerosi rilievi effettuati sui pozzi esistenti, è di 2.5 metri e tende progressivamente a ridursi verso w con una cadente piezometrica dell’ordine dello 0.015 %, fino ad annullarsi del tutto sulla costa dove dà vita ad una serie di sorgenti sottomarine.

In condizioni di equilibrio lo spessore della falda d’acqua dolce è legato dalla legge di Ghyben-Hensberg con la sottostante acqua salata di intrusione continentale, ponendo:

H = spessore della falda

h = gradiente idraulico

abbiamo:

$$H = 37 * h$$

Lo studio di quest’ultima, esula dal presente lavoro, lo spessore del terreno interessato dal sovraccarico della struttura risulta essere trascurabile rispetto alla profondità della falda.



Piano di tutela delle acque – Regione Puglia
Tav.6.2 “Distribuzione media dei carichi piezometrici degli acquiferi carsici della Murgia e del Salento

PROVA DI PERMEABILITA'

Per poter determinare la capacità di assorbimento del recettore calcarenite, è stata eseguita una prova di permeabilità in laboratorio su un campione prelevato in situ.

Permeabilità a carico variabile con permeametro

Le prove di permeabilità vengono eseguite al fine di determinare in laboratorio il coefficiente di permeabilità k , ovvero quel parametro che caratterizza numericamente la suscettività di una terra a farsi attraversare dall'acqua (ASTM D2434).

Le prove di permeabilità a carico variabile sono generalmente effettuate sui terreni a grana fine e su miscele contenenti anche limo e argilla con percentuali di passante al setaccio n°200 ASTM (0.075) superiori al 10%.

Strumentazione utilizzata

Permeametro MATEST in acciaio cadmiato anticorrosione.

L'apparecchiatura in esame comprende:

- Cella di permeabilità da 86 mm di diametro per 116 mm di altezza, dotata di bordo tagliente, adatta per prelievo in sito di campioni indisturbati;
- base perforata, testa con connessioni al circuito idraulico e quattro tiranti di collegamento tra testa e base;

- vasca di contenimento per la saturazione del campione, dotata di sfioratore di troppo pieno;
- pannello di misura costituito da una serie di tubicini di vetro a diverso diametro, di circa 2 m di lunghezza, che, sistemati verticalmente, permettono di realizzare il battente variabile. Il diametro interno delle burette varia solitamente da un minimo di 1.5 mm per le argille limose a circa 20 mm per limi sabbiosi.

L'attrezzatura viene completata dagli accessori per la produzione di acqua disareata e saturazione del campione di prova.

Preparata la cella e sistemati i dischi di filtro, uno nella parte superiore, l'altro collegato alla testa del permeametro, la cella va alloggiata nella vasca di saturazione e riempita quest'ultima con acqua disareata fino al massimo livello.

Aperta la valvola il livello dell'acqua del serbatoio scende per effetto dell'assorbimento da parte del campione.

La prova consiste nel registrare i tempi necessari affinché il pelo libero dell'acqua, contenuta nel tubo graduato scenda da h_0 a h_1 (da un'altezza iniziale ad una finale). Dalla conoscenza di questi dati e dalla geometria dell'apparecchiatura si risale facilmente al valore del coefficiente di permeabilità.

Il risultato ottenuto per il campione C1 è: **$3.85 \cdot 10^{-5}$ m/sec**

INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine è stata effettuata in conformità alle direttive del D.M. 17.01.2018 § 6.2.2 delle N.T.C. e § 6.2.1 della Circolare C.S.LL.PP. n. 7/2019 ed è stata finalizzata alla raccolta di tutti i dati qualitativi e quantitativi occorrenti per la previsione del comportamento dell'opera dopo la realizzazione dell'intervento.

Trattandosi di accertare la costituzione del sottosuolo e di valutare le caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti, si è proceduto con l'esecuzione di un profilo sismico a rifrazione.

Indagine sismica a rifrazione

Per individuare la successione stratigrafica e le caratteristiche geotecniche del terreno fondale si è proceduti con l'esecuzione di un profilo sismico a rifrazione.

La sismica a rifrazione consiste nel provocare delle onde sismiche che si propagano nei terreni, con velocità che dipendono dalle caratteristiche di elasticità degli stessi. In presenza di particolari strutture, possono essere rifratte e ritornare in superficie, dove, tramite appositi sensori (geofoni), posti a distanza nota dalla sorgente lungo la linea retta, si misurano i tempi di arrivo delle onde longitudinali (onde

P), al fine di determinare la velocità (V_p) con cui tali onde coprono le distanze tra la sorgente ed i vari ricevitori.

I dati, così ottenuti, si riportano su diagrammi cartesiani aventi in ascissa le distanze e in ordinata i tempi dei primi arrivi dell'onda proveniente dalla sorgente. In questo modo si ottengono delle curve (dromocrone) che, in base ad una metodologia interpretativa basata essenzialmente sulla legge di Snell, ci permettono di determinare la velocità di propagazione delle onde e le costanti elastiche dei terreni attraversati.

E' stato eseguito un profilo sismico coniugato, adottando una distanza tra i geofoni di 2 metri.

L'energizzazione è stata ottenuta utilizzando una massa battente del peso di 5 kg ed una piastra rettangolare

Le onde così generate sono state registrate con un sismografo a 12 canali della GEOMETRICS mod. Geode, il quale consente di ottenere le misurazioni dei tempi di arrivo delle onde sismiche che si propagano nel sottosuolo.

L'interpretazione dei dati di campagna è stata eseguita tramite l'applicazione congiunta e computerizzata del metodo di Palmer e delle intercette.

Dal profilo sismico è stato evidenziato un modello a due sismostrati. In affioramento si rinviene del terreno vegetale frammisto a pietrame calcarenitico che presenta uno spessore variabile da 0.2 a 0.5 metri ed

una velocità di 400 m/sec, seguono delle calcareniti mediamente cementate, caratterizzate da una velocità di 1600 m/sec.

Dalla misurazione delle velocità V_p e V_s , si è risaliti ai seguenti parametri.

Strato	V_p (m/sec)	V_s (m/sec)	ϕ (°)	C' (kg/cmq)	γ (gr/cmc)	η
1	400	-	-	-	-	-
2	1600	430	34	0.071	2.0	0.33

V_p = vel. longit.; V_s = vel trasv.; ϕ = angolo di attrito; C' = coesione efficace;
 γ = peso per unità di volume; E = modulo elastico statico; η = coefficiente di poisson

UBICAZIONE PROVA SISMICA A RIFRAZIONE

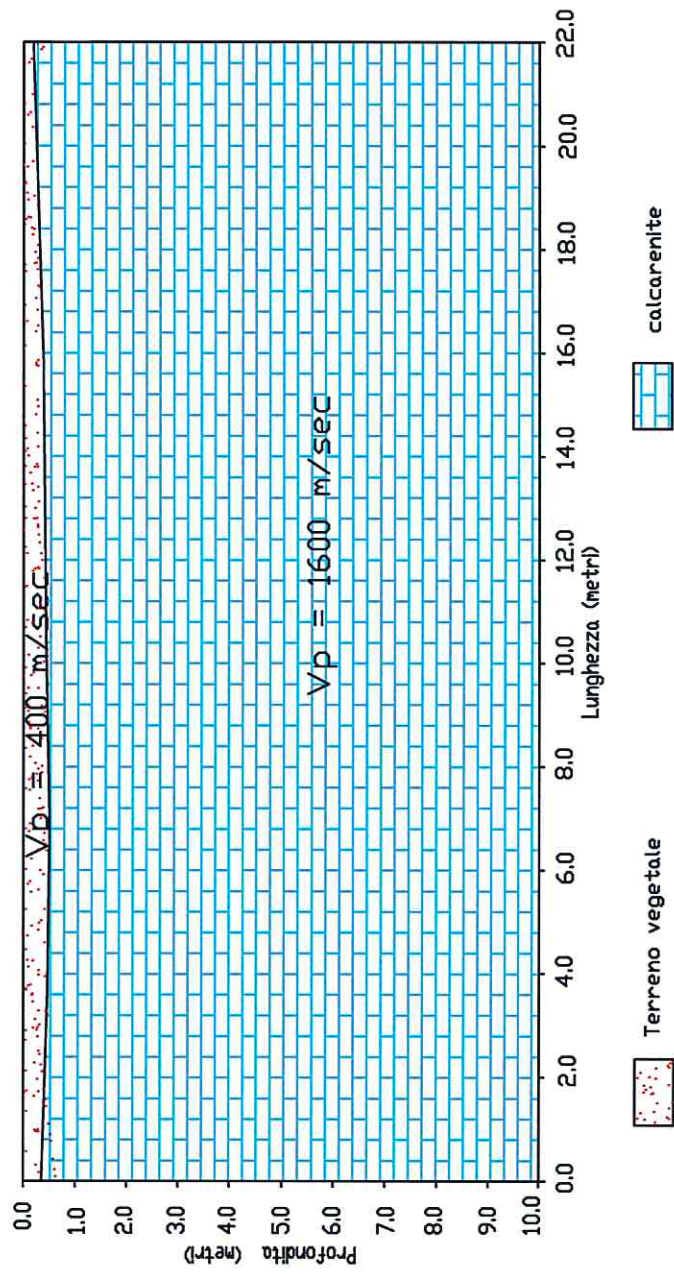
LEGENDA:

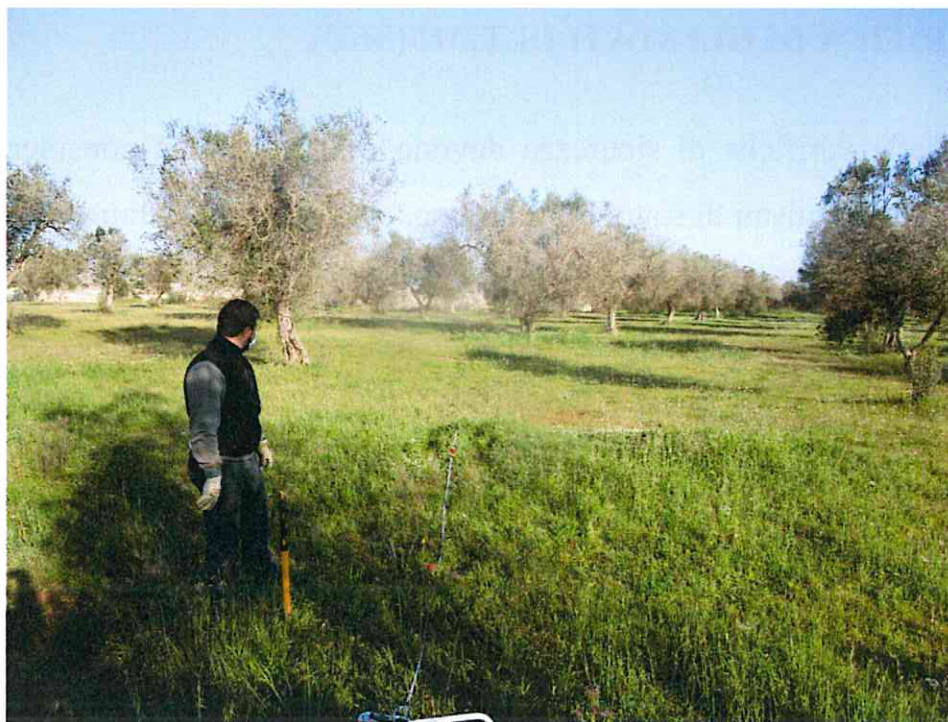
— Indagine sismica a rifrazione

LOCALITA' : VEGLIE



PROFILO SISMICO A RIFRAZIONE
LOCALITA': ZONA ARTIGIANALE TROALI - VEGLIE





VERIFICA DEGLI STATI ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismo di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alla condizione di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico

- *collasso per carico limite*
- *collasso per scorrimento sul piano di posa*
- *stabilità globale*

SLU di tipo strutturale

- *raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali*

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d \geq E_d$$

Dove E_d = valore di progetto delle azioni o effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema
geotecnico (terreno)

La verifica di detta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti:

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

Azioni

Il valore di progetto (E_d) delle azioni si calcola moltiplicando le azioni per i coefficienti della tabella 1

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Resistenze

La resistenza R_d del terreno si calcola utilizzando i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno divisi per i coefficienti parziali γ_m della tabella 2:

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	$\phi'k$	1.0	1.25
Coesione efficace	$c'k$	$\gamma c'$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	$\gamma\gamma$	1.0	1.0

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale (q_u) deve essere applicato un coefficiente parziale di 1.6.

Il valore di progetto dei parametri di resistenza (c' e ϕ') devono essere impiegati sia per la determinazione dei fattori di capacità portante, N_c , N_q , N_γ , sia per la determinazione dei coefficienti correttivi, ove tali coefficienti intervengono. I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono stati scelti nell'ambito di approcci progettuali distinti ed alternativi.

Approccio 1

Si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziale e considera due famiglie di combinazioni (una combinazione di tipo strutturale STR “scenario A1+M1+R1” e una combinazione di tipo Geotecnico GEO, “scenario A2+M2+R2” generalmente con le seguenti modalità:

- **combinazione 1 (A1+M1+ R1) combinazione di tipo strutturale STR**
- **combinazione 2 (A2+M2+R2) combinazione di tipo geotecnico GEO**

dove

A = coefficiente di amplificazione dei carichi;

M = coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;

R = coefficiente di riduzione delle resistenze (portanza, scorrimento ecc..)

La prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 2

In questo tipo di approccio è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche:

(A1 + M1 + R3) (STRU-GEO)

In questo tipo di combinazione vengono incrementati le azioni permanenti e variabili (A1) con i coefficienti parziali sulle azioni, vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno (M1), mentre la resistenza (R3) assume valori ridotti o invariati in relazione al tipo di verifica (GEO-STR).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

In definitiva, la norma dà la facoltà di scegliere in alternativa l'Approccio 1 verificando entrambe le combinazioni, oppure l'approccio 2 – combinazione unica.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1: combinazione 2: (A2+M2+R2) tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella tabella 1 e nella 3 per le azioni e i parametri geotecnici e dei coefficienti parziali γ_R delle resistenze (tab. 4).

Le rimanenti verifiche (rottura per carico limite e per scorrimento) devono essere effettuate tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 1, 2 e 3 seguendo almeno uno dei due approcci:

Tabella 3: Coefficienti e al variare di $\tan\theta$, dove $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$

$\tan\theta$	FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE			COEFFICIENTI RIDUTTIVI		
	N_{qE}	$N_{\gamma E}$	N_{cE}	e_q	E_r	e_c
0	16.51	23.76	26.86	1.00	1.00	1.00
0.807	12.86	15.34	20.55	0.78	0.65	0.77
0.176	9.84	9.45	15.31	0.60	0.40	0.57
0.268	7.30	5.36	10.90	0.44	0.23	0.41
0.364	5.12	2.61	7.14	0.31	0.11	0.27
0.466	3.21	0.88	3.83	0.19	0.04	0.14
0.577	1.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00

**Tabella 4: Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite
ultimi di fondazioni superficiali**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tabella 5: I parametri caratteristici di progetto sono:

Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m	
	M1	M2
Tan ϕ'	34	28
C'	0.07	0.056
γ	2.0	2.0

tan ϕ' = tangente dell'angolo di resistenza al taglio ($^\circ$); γ = peso dell'unità di volume (g/cmc); c' = coesione efficace (kg/cmq).

CONCLUSIONI

Nel mese di aprile 2021, su incarico del geom. Alemanno Antonio per conto di F.lli Panarese Srl e Panarese Calcestruzzi Sas di Panarese Luigi & C., il sottoscritto ha eseguito un'indagine geognostica su un'area interessata dal completamento della zona artigianale Troali nel Comune di Veglie.

Il rilevamento geologico di superficie e le indagini geognostiche, hanno permesso di trarre le seguenti conclusioni:

- litologicamente nell'area si rinvencono le Calcareniti di Gravina, che sono trasgressive sui Calcari di Altamura;
- idrogeologicamente è presente solo una falda profonda che non interagisce con le opere fondali dell'opera da realizzare;
- geomorfologicamente l'area risulta pianeggiante ed è ubicata ad una quota topografica di 42etri s.l.m..

Per poter determinare la capacità di assorbimento del recettore calcarenite, è stata eseguita una prova di permeabilità in laboratorio su un campione prelevato in situ; si tratta di una prova di permeabilità a carico variabile con permealmetro da cui è risultato un valore di **$3.85 \cdot 10^{-5}$ m/sec.**

L'indagine in situ, consistita in un profilo sismico a rifrazione, ha permesso di ricostruire un modello a due sismostrati. In affioramento si rinviene del terreno vegetale frammisto a pietrame calcarenitico che

presenta uno spessore variabile da 0.2 a 0.5 metri ed una velocità di 400 m/sec, seguono delle calcareniti mediamente cementate, caratterizzate da una velocità di 1600 m/sec.

Dalla misurazione delle velocità V_p e V_s , si è risaliti ai seguenti parametri.

Strato	V_p (m/sec)	V_s (m/sec)	ϕ (°)	C' (kg/cmq)	γ (gr/cmc)	η
1	400	-	-	-	-	-
2	1600	430	34	0.071	2.0	0.33

V_p = vel. longit.; V_s = vel trasv.; ϕ = angolo di attrito; C' = coesione efficace;
 γ = peso per unità di volume; E = modulo elastico statico; η = coefficiente di poisson

I parametri caratteristici di progetto sono:

Parametro al quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_m	
	M1	M2
$\tan \phi'$	34	28
C'	0.07	0.056
γ	2.0	2.0

$\tan \phi'$ = tangente dell'angolo di resistenza al taglio (°); γ = peso dell'unità di volume (g/cmc); c' = coesione efficace (kg/cmq).

Ruffano, aprile 2021



IL GEOLOGO
dr. Marcello DE DONATIS

COMUNE DI VEGLIE

PROVINCIA DI LECCE

COMMITTENTI: F.LLI PANARESE SRL E
PANARESE CALCESTRUZZI SAS
DI PANARESE LUIGI & C.
PROGETTISTA: GEOM. ALEMANNO ANTONIO

PROGETTO DI COMPLETAMENTO DELLA ZONA
ARTIGIANALE TROALI

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA, “PERICOLOSITA’ SISMICA DI BASE”

Ruffano, aprile 2021

IL GEOLOGO
Dott. Marcello DE DONATIS



INDICE

PREMESSA.....	2
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
CARATTERI MORFOLOGICI	4
RISCHIO SISMICO DEL COMUNE DI INDAGINE	4
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA REMI (REFRACTION MICROTREMOR)	6
ELABORAZIONE PARAMETRI SISMICI	13
PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	24

PREMESSA

Il sottoscritto è stato incaricato dal Geom. Antonio Alemanno per conto di F.lli Panarese Srl e Panarese Calcestruzzi Sas di Panarese Luigi & C., per eseguire un'indagine sismica al fine di elaborare una relazione sulla modellazione sismica concernente la pericolosità sismica di base su un'area interessata dal completamento della zona artigianale Troali nel Comune di Veglie.

L'indagine sismica è consistita in:

- un rilievo morfologico;
- un' indagine sismica di superficie eseguita con metodologia ReMi, per individuare la categoria sismica del suolo di fondazione.

Di seguito si relazione sui risultati ottenuti al fine di verificare la "pericolosità sismica di base" del sito in oggetto.

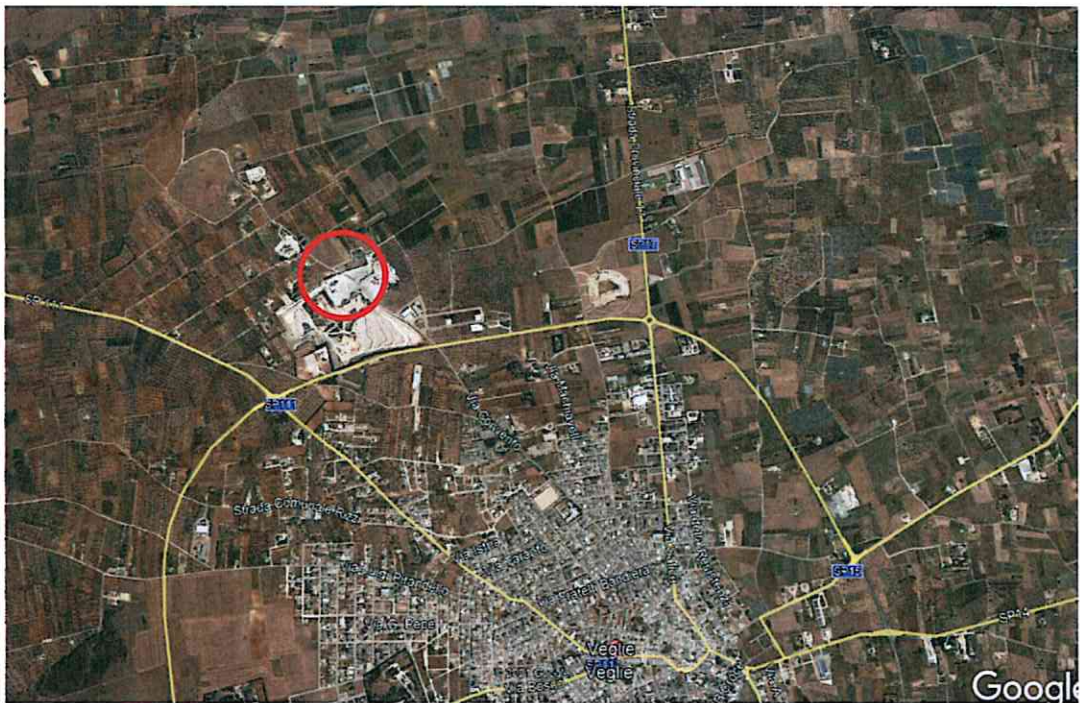
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area indagata è ubicata nella Zona Artigianale Troali nel Comune di Veglie.

La quota topografica è di 42 metri s.l.m.

L'area di indagine è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 40° 21' 01" N
- Longitudine: 17° 57' 17" E



Area di indagine, immagine da Google Earth ®

CARATTERI MORFOLOGICI

L'area oggetto di studio si trova ad una quota topografica di circa 42metri s.l.m..

La categoria topografica dell'area di indagine è T1 di "Superfici pianeggianti, pendii e rilievi isoalti con inclinazione media inferiore o uguale a 15°".

RISCHIO SISMICO DEL COMUNE DI INDAGINE

La **classificazione sismica** del territorio nazionale ha introdotto **normative tecniche** specifiche per le costruzioni di edifici, ponti ed altre opere in aree geografiche caratterizzate dal medesimo rischio sismico.

In basso è riportata la **zona sismica** per il territorio di indagine, indicata nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Puglia n. 153 del 2.03.2004.

Zona sismica 4	Zona con pericolosità sismica molto bassa. E' la zona meno pericolosa dove le possibilità di danni sismici sono basse.
---------------------------------	---

I criteri per l'aggiornamento della mappa di **pericolosità sismica** sono stati definiti nell'Ordinanza del PCM n. 3519/2006, che ha suddiviso l'intero territorio nazionale in quattro zone sismiche sulla base del valore dell'accelerazione orizzontale massima su suolo rigido o pianeggiante **ag**, che ha una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

<i>Zona sismica</i>	<i>Fenomeni riscontrati</i>	<i>Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni</i>
1	Zona con pericolosità sismica alta . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$ag \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq ag < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq ag < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$ag < 0,05g$

INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA REMI (REFRACTION MICROTREMOR)

L'indagine è stata effettuata in conformità alle direttive del D.M. 17.01.2018 § 3.2 delle N.T.C. e § 3.2. della Circolare C.S.LL.PP. n. 7/2019.

Per la caratterizzazione sismica del terreno fondale si è utilizzata l'analisi dei microtremori. Essa viene effettuata utilizzando la strumentazione classica per la prospezione sismica a rifrazione disposta sul terreno con array lineare, a 12 geofoni; per ottenere una buona risoluzione in termini di frequenza, oltre ad utilizzare geofoni con bassa frequenza di risonanza (4-14 Hz raccomandati), è indispensabile allungare il tempo di registrazione (15-30s) rispetto alla sismica a rifrazione tradizionale.

Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25-30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle Vs relativamente ai primi cento metri di profondità.

Si tratta di una modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di Rayleigh.

Per rilevare onde sismiche trasversali, anche la sorgente energizzante deve generare onde a prevalente componente di taglio.

Per tale motivo è stato utilizzato un sismografo della Geometrics "modello GEODE" con geofoni da 4.5 Hz.

Recenti studi hanno consentito di creare un modello matematico anche per trattare le onde S, cercando di godere del vantaggio della elevata energia associata a questo tipo di propagazione.

L'analisi delle onde S mediante tecnica **ReMi** viene eseguita mediante la trattazione spettrale del sismogramma, cioè a seguito di una trasformata di Fourier, che restituisce lo spettro del segnale. In questo dominio, detto dominio trasformato, è semplice andare a separare il segnale relativo alle onde S da altri tipi di segnale, come onde P, propagazione in aria, ecc.

L'osservazione dello spettro consente di notare che l'onda S si propaga a velocità variabile a seconda della frequenza dell'onda stessa, questo fenomeno è detto dispersione, ed è caratteristico di questo tipo di onde.

La teoria sviluppata suggerisce di caratterizzare tale fenomeno mediante una funzione detta curva di dispersione, che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda. Tale curva è facilmente estraibile dallo spettro del segnale poiché essa approssimativamente posa sui massimi del valore assoluto dello spettro.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale "slowness-frequency"(p-f) che analizza l'energia di propagazione del rumore in entrambe le direzioni della linea sismica e nel rappresentarne lo spettro di potenza su un grafico p-f.

Nell'immagine che si ottiene, è possibile un riconoscimento visivo delle onde di Rayleigh, che hanno carattere dispersivo.

A questo punto l'operatore, in maniera arbitraria ed in base all'esperienza, esegue un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più slowness (p o $1/\text{velocità di fase}$) per alcune frequenze.

Tali valori vengono in seguito plottati su un diagramma periodo-velocità di fase per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello diretto.

La curva di dispersione in realtà può non essere così facile da estrarre, questo perché dipende molto dalla pulizia dei dati e da quanto disturbano gli altri segnali presenti nel sismogramma. Ecco perché questa fase in realtà deve essere considerata una interpretazione, e per questo i migliori software di analisi di dati **ReMi** consentono di modificare anche manualmente la curva di dispersione per soddisfare le esigenze dell'utente più esperto.

I dati selezionati dall'immagine p - f vengono plottati su un diagramma nel quale compare anche una curva di dispersione calcolata a partire da un modello di V_s che è modificabile dall'interprete. Variando il numero di strati, la loro velocità e la densità nel modello, la curva di dispersione calcolata viene adattata fino a farla aderire il più possibile a quella sperimentale ottenuta con il picking

La curva di dispersione calcolata, approssimativamente coincidente con la curva sperimentale, viene associata ad un modello sintetico.

Questa delicata seconda fase di interpretazione è comunemente detta fase di inversione, e dipendentemente dal software usato può anch'essa avvenire in maniera automatica e/o manuale.

Entrambe le due fasi di interpretazione, per quanto debbano seguire le linee guida dettate dalla teoria, devono rigorosamente essere controllate accuratamente dall'utente poiché non è possibile affidarsi completamente ad un sistema automatico che lavora alla ricerca della soluzione matematicamente migliore.

Le NTC18 effettuano la classificazione del sottosuolo in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, V_{Seq} (in m/s), definita dall'espressione:

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

Con:

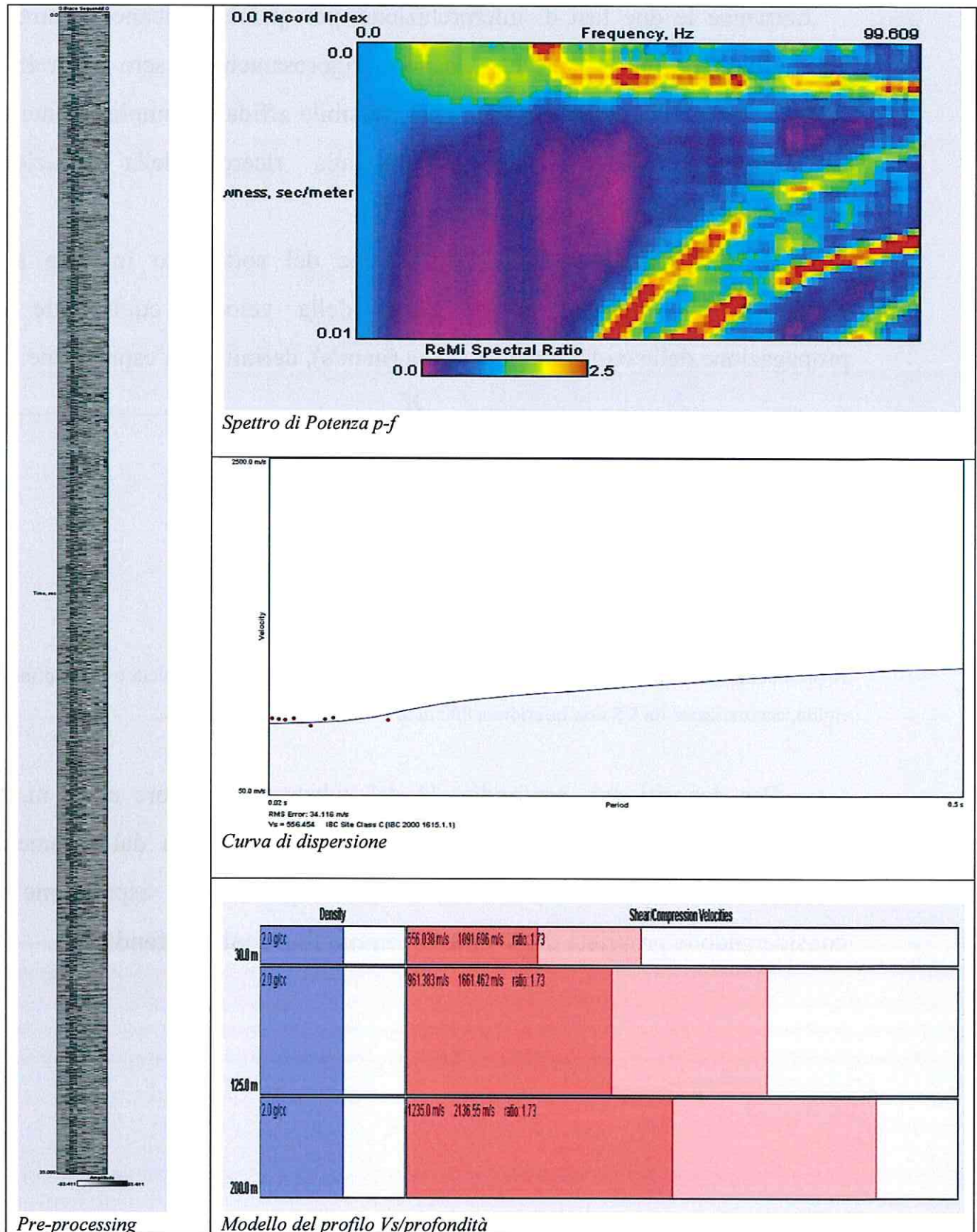
h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS 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 $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.



UBICAZIONE PROVA SISMICA PASSIVA

An aerial photograph showing a patchwork of agricultural fields. In the lower-left foreground, there is a large, irregularly shaped field with a light brown, possibly fallow or recently plowed, surface. To its right and slightly higher, a small cluster of buildings, including what appears to be a barn or large farm structure, is situated. The rest of the image is composed of numerous smaller, rectangular plots of land in various shades of brown, tan, and dark green, indicating different crops or stages of land use. The overall texture is grainy, typical of older aerial photography.

LOCALITA': VEGLIATE



Le categorie di suolo individuate dal Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018, recante aggiornamento delle “Norme Tecniche per le costruzioni” sono le seguenti:

- A) ***Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*** caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m;
- B) ***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 velocità equivalenti compresi tra 360 m/s e 800 m/s;
- C) ***Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti compresi tra 180 m/s e 360 m/s;
- D) ***Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti***, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale 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 equivalenti riconducibili a quelle definite per le categorie C o D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Dall'indagine Re.Mi eseguita è stato ricavato l'andamento delle Vs e da qui calcolato il valore della Vs,eq risultato di **556 m/s**.

Questi valori di Vs,eq fanno rientrare il sottosuolo nella **categoria B**.

La categoria topografica risulta la T1, si tratta di area sub-pianeggiante con pendenza minore del 10%.



Maglia elementare del reticolo di riferimento

ELABORAZIONE PARAMETRI SISMICI

PREMESSA

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare il *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative *probabilità di superamento* è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Nel **DM 17 gennaio 2018**-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.1)$$

dove:

V_R = periodo di riferimento

V_N = vita nominale

C_U = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale V_N , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.1. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.1 – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

Nel caso specifico $V_N = 50$ anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. $C_U = 0.7$;

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. $C_U = 1.0$;

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. $C_U = 1.5$;

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica. $C_U = 2.0$;

Nel caso in esame viene presa in considerazione la **classe d'uso II** a cui è associato il coefficiente d'uso $C_U = 1$.

Ricavati i valori di V_N e C_U , è possibile calcolare il periodo di riferimento V_R , che qui vale:

$V_R = 50 * 1 = 50$ anni.

STATI LIMITE, PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO E PERIODO DI RITORNO

Le NTC 2018 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} (Tabella 3.1), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento V_R , si verifichi almeno un evento sismico ($n \geq 1$) di a_g prefissata (a_g = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza $\lambda = 1/T_R$ (T_R = periodo di ritorno).

Tabella 3.1- Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$P_{VR} = 81\%$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$P_{VR} = 63\%$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$P_{VR} = 10\%$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$P_{VR} = 5\%$

Fissati V_R e P_{VR} associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (3.1)$$

Tale relazione tra P_{VR} (probabilità) e T_R (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è $V_R = 50$ anni, il tempo di ritorno T_R sarà:

Tabella 3.2- Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento V_R

Stato limite di esercizio: operatività	SLO	$T_R = 30$
Stato limite di esercizio: danno	SLD	$T_R = 50$
Stati limite ultimo: salvaguardia della vita	SLV	$T_R = 475$
Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso	SLC	$T_R = 975$

DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC 2018, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Per poter definire la pericolosità sismica di base le NTC 2018 si rifanno ad una procedura basata sui risultati disponibili anche sul sito web dell'INGV <http://essel-gis.mi.ingv.it/>, nella sezione "Mappe interattive della pericolosità sismica".

Secondo le NTC 2018 le forme spettrali sono definite per 9 differenti periodi di ritorno T_R (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni) a partire dai valori dei seguenti parametri riferiti a terreno rigido orizzontale, cioè valutati in condizioni ideali di sito, definiti nell'**Allegato A** alle NTC08:

a_g = accelerazione orizzontale massima;

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 tre parametri si ricavano per il 50° percentile ed attribuendo a:

a_g , il valore previsto dalla pericolosità sismica S1

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC08 scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica S1 (il minimo è ottenuto ai minimi quadrati, su valori normalizzati).

I valori di questi parametri vengono forniti in tabella (Tabella 4.1), contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08 (a cui le NTC 2018 fanno riferimento), per i 10751 punti di un reticolo di riferimento in cui è suddiviso il territorio nazionale, identificati dalle coordinate geografiche longitudine e latitudine.

Tabella 4.1- Stralcio della tabella contenuta nell'**Allegato B** delle NTC08, che fornisce i 3 parametri di pericolosità sismica, per diversi periodi di ritorno e per ogni nodo del reticolo che viene identificato da un ID e dalle coordinate geografiche.

ID	LON	LAT	$T_R = 30$			$T_R = 50$			$T_R = 72$			$T_R = 101$		
			a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
13111	6.5448	45.1340	0.263	2.500	0.180	0.340	2.510	0.210	0.394	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13333	6.5506	45.0850	0.264	2.490	0.180	0.341	2.510	0.210	0.395	2.550	0.220	0.469	2.490	0.240
13555	6.5564	45.0350	0.264	2.500	0.180	0.340	2.510	0.200	0.393	2.550	0.220	0.466	2.500	0.240
13777	6.5621	44.9850	0.263	2.500	0.180	0.338	2.520	0.200	0.391	2.550	0.220	0.462	2.510	0.240
12890	6.6096	45.1880	0.284	2.460	0.190	0.364	2.510	0.210	0.431	2.500	0.220	0.509	2.480	0.240
13112	6.6153	45.1390	0.286	2.460	0.190	0.366	2.510	0.210	0.433	2.500	0.220	0.511	2.480	0.240
13334	6.6210	45.0890	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.434	2.500	0.220	0.511	2.490	0.240
13556	6.6268	45.0390	0.288	2.460	0.190	0.367	2.510	0.210	0.433	2.510	0.220	0.510	2.490	0.240
13778	6.6325	44.9890	0.288	2.460	0.190	0.366	2.520	0.210	0.430	2.510	0.220	0.507	2.500	0.240
14000	6.6383	44.9390	0.286	2.470	0.190	0.363	2.520	0.210	0.426	2.520	0.220	0.502	2.500	0.240
14222	6.6439	44.8890	0.284	2.470	0.190	0.360	2.530	0.210	0.421	2.530	0.220	0.497	2.500	0.240
12891	6.6803	45.1920	0.306	2.430	0.200	0.389	2.500	0.210	0.467	2.470	0.230	0.544	2.490	0.230
10228	6.6826	45.7940	0.283	2.420	0.200	0.364	2.460	0.220	0.430	2.460	0.240	0.505	2.440	0.250
13113	6.6860	45.1430	0.309	2.430	0.200	0.391	2.510	0.210	0.470	2.470	0.230	0.546	2.490	0.230
10450	6.6885	45.7450	0.278	2.440	0.200	0.356	2.480	0.220	0.415	2.500	0.230	0.485	2.470	0.250

13335	6.6915	45.0930	0.310	2.430	0.200	0.392	2.510	0.210	0.470	2.480	0.230	0.546	2.500	0.230
10672	6.6942	45.6950	0.275	2.450	0.200	0.351	2.490	0.210	0.406	2.520	0.230	0.475	2.490	0.250
13557	6.6973	45.0430	0.311	2.440	0.200	0.392	2.520	0.210	0.469	2.480	0.230	0.545	2.500	0.230
13779	6.7029	44.9930	0.310	2.440	0.200	0.391	2.520	0.210	0.467	2.480	0.230	0.543	2.500	0.230

Qualora la pericolosità sismica del sito sul reticolo di riferimento non consideri il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e P_{VR} fissate, il valore del generico parametro p ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione (Figura 4.1), a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno previsti nella pericolosità di base, utilizzando la seguente espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)^{-1} \quad (4.1)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_o , T_C^*) corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato, mentre p_1 , p_2 è il valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno T_{R1} , T_{R2} .

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri p possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando l'espressione dell'Allegato A alle NTC08:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}} \quad (4.2)$$

nella quale p è il valore del parametro di interesse (a_g , F_o , T_C^*) corrispondente al punto considerato, p_i è il valore di tale parametro nell' i -esimo vertice della maglia elementare contenente il punto in esame e d_i è la distanza del punto in esame dall' i -esimo vertice della suddetta maglia.

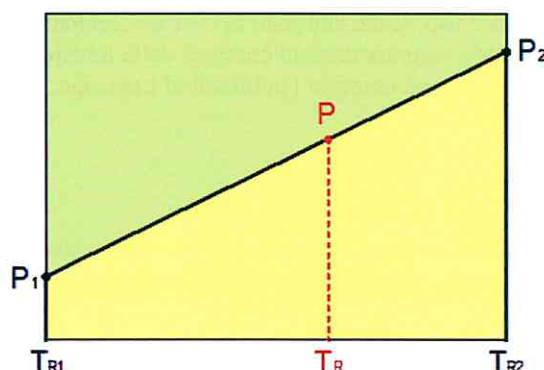


Figura 4.1 - Interpolazione dei periodi di ritorno, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

La procedura per interpolare le coordinate geografiche è schematizzata nella Figura 4.2

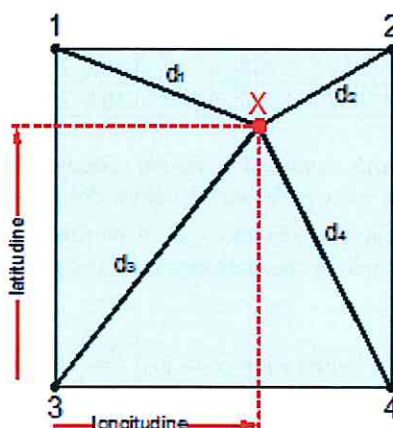


Figura 4.2 - Interpolazione delle coordinate geografiche, per ottenere i parametri di pericolosità sismica, in accordo alla procedura delle NTC08.

Pertanto per poter procedere all'interpolazione delle coordinate geografiche, in accordo alla procedura delle NTC08, bisogna calcolare le distanze che intercorrono tra i 4 punti del reticolo e il punto di interesse. Questo calcolo può essere eseguito approssimativamente utilizzando le formule della trigonometria sferica, che danno la distanza geodetica tra due punti, di cui siano note le coordinate geografiche. Utilizzando quindi il teorema di Eulero, la distanza d tra due punti, di cui siano note latitudine e longitudine, espresse però in radianti, si ottiene dall'espressione seguente:

$$d = R \cdot \arccos[\sin(\text{lat}\beta) \cdot \sin(\text{lat}\alpha) + \cos(\text{lat}\beta) \cdot \cos(\text{lat}\alpha) \cdot \cos(\text{lon}\alpha - \text{lon}\beta)] \quad (4.3)$$

dove $R = 6371$ è il raggio medio terrestre in km, mentre $\text{lat}\alpha$, $\text{lon}\alpha$, $\text{lat}\beta$ e $\text{lon}\beta$ sono la latitudine e la longitudine, espresse in radianti, di due punti A e B di cui si vuole calcolare la distanza.

La formula di interpolazione sopra proposta, semplice da usare, presenta però l'inconveniente di condurre a valori di pericolosità lievemente diversi per punti affacciati ma appartenenti a maglie contigue. La modestia delle differenze (scostamenti in termini di PGA dell'ordine di $\pm 0,01g$ ossia della precisione dei dati) a fronte della semplicità d'uso, rende tale stato di cose assolutamente accettabile.

Qualora si vogliano rappresentazioni continue della funzione interpolata, si dovrà ricorrere a metodi di interpolazione più complessi, ad esempio i polinomi di Lagrange.

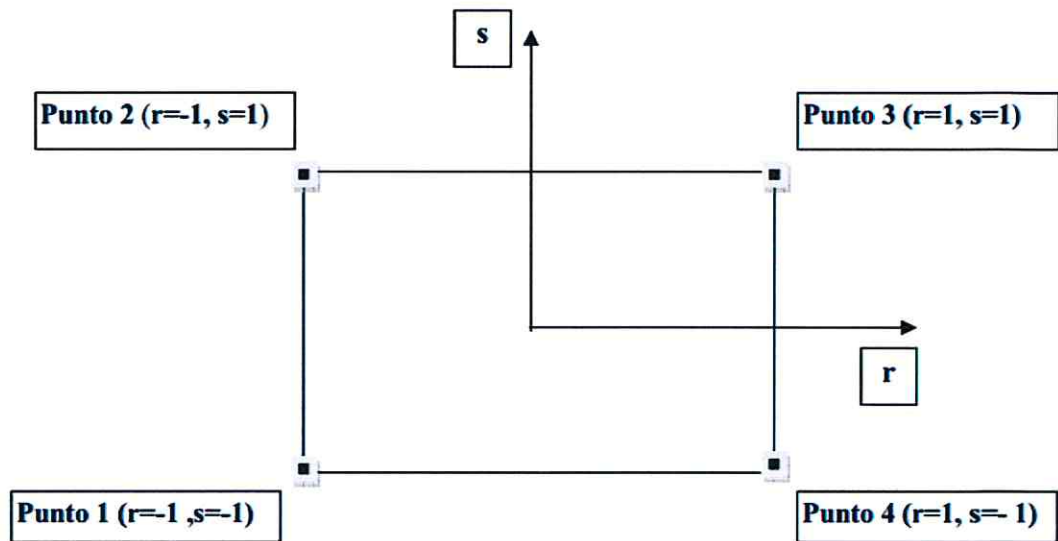


Figura 4.3 - Applicazione dell'interpolazione bilineare.

Definiti i 4 vertici di una generica maglia i polinomi di Lagrange sono così determinati:

$$h_1 = (1-r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.4)$$

$$h_2 = (1-r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.5)$$

$$h_3 = (1+r) \cdot (1+s)/4 \quad (4.6)$$

$$h_4 = (1+r) \cdot (1-s)/4 \quad (4.7)$$

Tra le coordinate x, y di un punto generico e le coordinate r, s dello stesso punto valgono le seguenti relazioni:

$$4x = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot x_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot x_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot x_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot x_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot x_4] \quad (4.8)$$

$$4y = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot y_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot y_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot y_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot y_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot y_4] \quad (4.9)$$

La soluzione del sistema di equazioni non lineari è ottenuta iterativamente e, tramite i valori di r ed s , si determinano i parametri a_g, F_0, T_c^* dall'equazione:

$$4p = \sum_{i=1}^4 h_i \cdot p_i = [(1-r) \cdot (1-s) \cdot p_1 + (1-r) \cdot (1+s) \cdot p_2 + (1+r) \cdot (1+s) \cdot p_3 + (1+r) \cdot (1-s) \cdot p_4] \quad (4.10)$$

Dove p rappresenta il parametro cercato.

Pericolosità sismica di sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Coefficienti sismici

I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v dipendono del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi e del tipo di opera da calcolare. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno (T_R) dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} \quad (5.1)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e P_{VR} probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R non può essere inferiore a 35 anni.

Stabilità dei pendii e fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.2)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.3)$$

Con

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati nella tabella 5.1.

Tabella 5.1- Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.4)$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica) ($0.90 \leq S_S \leq 1.80$) è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g . S_T (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche:

$$T1: S_T = 1.0; T2: S_T = 1.20; T3: S_T = 1.20; T4: S_T = 1.40.$$

Fronti scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel § 7.1.1.3.5.2 e adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

$\beta_s = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera.

Muri di sostegno

Per i muri di sostegno pendii i coefficienti k_h e k_v sono così determinati:

$$k_h = \beta_m \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \quad (5.5)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad (5.6)$$

Con:

β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario altrimenti assume i valori riportati di seguito.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).

I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di in Figura 5.2.

a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g accelerazione di gravità.

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.7)$$

S è il coefficiente comprendente l'effetto di amplificazione stratigrafica S_S e di amplificazione topografica S_T .

a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Paratie

In mancanza di studi specifici, a_h (accelerazione orizzontale) può essere legata all'accelerazione di picco a_{\max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} \quad (5.8)$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera. Può essere ricavato a partire dall'altezza complessiva H della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma in Figura 5.1:

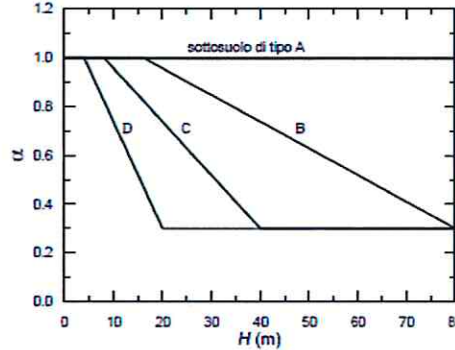


Figura 5.1 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α .

Per il sottosuolo di categoria E si utilizzano le curve dei sottosuoli C o D in dipendenza dei valori assunti dalla velocità equivalente V_s . Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi $\alpha = 1$.

Il valore del coefficiente β può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5.2, in funzione del massimo spostamento u_s che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza.

Per $u_s = 0$ si ha $\beta = 1$; $u_s \leq 0.005 \cdot H$

Se $\alpha \cdot \beta \leq 0.2$ deve assumersi $k_h = 0.2 \cdot a_{\max}/g$

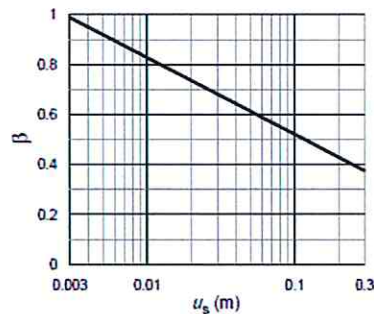


Figura 5.2 - Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

L'accelerazione di picco a_{\max} è valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, ovvero come

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (5.9)$$

dove:

S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale: Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Normale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	T_r [ann]	a_p [g]	F_0	T_c [s]
Operatività (SLO)	30	0.015	2.350	0.157
Danno (SLD)	50	0.020	2.347	0.224
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.050	2.458	0.475
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.061	2.553	0.535
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo Muri di sostegno NTC 2008

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

H [m] 23.175

γ 0.1

Cat. Sottosuolo E

Cat. Topografica T1

	SLD	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.20	1.20	1.20	1.20
CC Coeff. funz. categoria	1.59	1.46	1.27	1.24
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00

☐ Azione massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLD	SLD	SLV	SLC
k_h	0.003	0.004	0.011	0.013
k_v	0.002	0.002	0.005	0.007
Ampli [m/s²]	0.173	0.232	0.553	0.720
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

Esporta in PDF Salva su cloudstorage

Cerca file

Ruffano, aprile 2021

IL TECNICO

Dr. Geol. Marcello DE DONATIS

