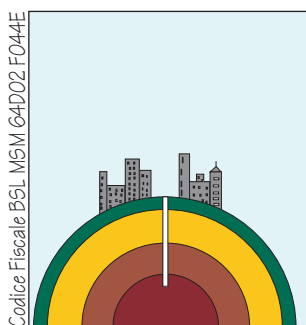


INDAGINE GEOLOGICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA
E CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE PER LA
REALIZZAZIONE DI UN CAMMINAMENTO PEDONALE
ED ILLUMINAZIONE PUBBLICA DI UN TRATTO DELLA
STRADA PROVINCIALE FONTE DI MARE, IN LOCALITA'
CASCINARE.

Committente:

Amministrazione comunale di Sant'Elpidio a Mare

.....
il Committente



il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)

Porto Sant'Elpidio, 21 Ottobre 2014

Studio Geologico Ambientale via Fratte, 73 63821 Porto Sant'Elpidio (FM) tel 0734.992797 fax 0734.998677

e-mail: info@studiogeologiabasili.it pec: basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it

OPERA DELL'INGEGNO. RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE CONSENTITA SOLO PREVIA AUTORIZZAZIONE SCRITTA ART.99 L. 633/41

"Indagine geologica, modellazione geotecnica e caratterizzazione sismica locale per la realizzazione di un camminamento pedonale ed illuminazione di un tratto della *Strada Provinciale Fonte di Mare*, in località Cascinare, nel comune di *Sant'Elpidio a Mare* (FM).".

Committente: *Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare*

INDICE

1.1	PREMESSA.....	pag. 2
1.2	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE.....	pag. 4
1.3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE.....	pag. 5
1.4	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE.....	pag. 7
1.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	pag. 9
1.6	ANALISI DI STABILITA' GRAVITATIVA.....	pag. 11

La presente relazione è composta da n° 15 pagine e dai seguenti allegati:

ALLEGATI

ALL. A	IPOTESI GEOTECNICHE
	-1.a fondazioni
TAV.1	COROGRAFIA scala 1:10 000
TAV.2	COROGRAFIA foto satellitare
TAV.3	PLANIMETRIA scala 1:1000
N. 2	RISULTANZE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPER-PESANTI (DPSH)
TAV.4	SEZIONE GEOLOGICA C-C scala 1:100
TAV.5	SEZIONE GEOLOGICA G-G scala 1:100
N° 2	VERIFICHE STABILITA' GRAVITATIVA
TAV.6	SEZIONE STABILITA' GRAVITATIVA scala 1:400
TAV.7	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

APPENDICE

N.° 2	RISULTANZE INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA MEDIANTE TECNICA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)
-------	---

1.1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono esposti i risultati relativi ad una indagine geologica, modellazione geotecnica e caratterizzazione sismica locale eseguita per conto della *Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare* in occasione del progetto per la realizzazione di un camminamento pedonale ed illuminazione di un tratto della *Strada Provinciale Fonte di Mare*, in località *Cascinare*, nel comune di *Sant'Elpidio a Mare* (FM).

Nel corso dell'indagine, in base a quanto disposto dalle vigenti normative (D.M. 11/03/88; D.M. 16/01/96; D.M. 14/01/2008, ecc.), si è proceduto dapprima ad un rilevamento geologico e geomorfologico di superficie, allo scopo di risalire alle caratteristiche litologiche dell'area e individuare i processi morfogenetici che la interessano. In particolare, l'analisi geomorfologica di dettaglio, espletata attraverso l'osservazione delle forme e gli eventuali depositi ad esse connessi, ha permesso di ricostruire il quadro morfogenetico della zona in esame e di formulare delle ragionevoli previsioni sulle tendenze evolutive future in relazione sia alle caratteristiche lito-stratigrafiche, che alla dinamica geomorfologica.

I dati raccolti attraverso la realizzazione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti effettuate con strumento tipo "*Pagani TG 63-100 ISM. C*", unitamente ai numerosi affioramenti geologici presenti nell'intorno del marciapiede da realizzare ed alle risultanze dei numerosi studi geologici eseguiti nell'area dallo scrivente (*Sagripanti, 1996; Marsili, 1994, Nebbia 1991, coop.edilizie Habitat2, Villaggio delle Palme, La Mason, San Marco,*

Renna, Rocchi, Barbi, Migliore, Pantanetti, Zallocco, Asd Elpidiense Cascinare, Antenna radio Linea ecc...), hanno fornito sufficienti dati per il riconoscimento litologico e la caratterizzazione geomeccanica dei litotipi presenti nell'area di indagine.

Inoltre è stata realizzata un'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), eseguendo n.2 acquisizioni di sismica passiva mediante un tromografo digitale di tipo "Tromino Zero" lungo il tracciato del futuro marciapiede da realizzare, al fine di determinare le "Vs30" dei terreni presenti, secondo quanto prescritto dalle direttive dell'OPCM 3274/03 e del DM 14.01.08.

Metodologia di analisi

La metodologia adottata può essere così schematizzata:

- studio dati esistenti;
- rilevamento geologico-geomorfologico di campagna;
- esecuzione n°2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti Dpsh;
- esecuzione n°2 acquisizioni di sismica passiva elaborate mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVST;
- valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti;
- analisi stabilità gravitativa;
- stesura della presente relazione generale esplicativa;

Gli studi sono stati svolti in osservanza della seguente normativa:

- 1- D.M. 11/03/88 e successive modifiche ed integrazioni "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei terreni naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno in terra e delle opere di fondazione*"
- 2- D.M. 16/01/96 "*Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche*"
- 3- D.M 14 Gennaio 2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*"

Sulla base di quanto suddetto, è stato elaborato un *modello geologico-geotecnico* attraverso il quale è stato possibile formulare:

- indicazioni inerenti la fattibilità geologica dell'intervento in progetto;
- valutazioni analitiche di orientamento in relazione all'intervento previsto (parametrizzazione dei terreni presenti nel sottosuolo, calcolo delle resistenze dei terreni, cedimenti previsti, ecc.);
- prescrizioni atte alle salvaguardia e conservazione dei manufatti in progetto.

1.2 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE

L'area esaminata (vedi Corografia Tav.1) ricade in prossimità dell'abitato di "Cascinare", frazione ubicata nella porzione orientale del territorio comunale di Sant'Elpidio a Mare.

Morfologicamente la frazione suddetta sorge sulla sommità di una dorsale collinare avente l'asse di allungamento disposto secondo la direzione NE-SW, debolmente immergente verso Est, la quale funge da linea di spartiacque meridionale del bacino idrografico dei fiumi *Ete Morto* e *Chienti*. Tale struttura geologica risulta generata dall'azione combinata della tettonica trasversale avvenuta a partire dal Pleistocene, responsabile secondo quanto emerso da studi specifici (*Coltorti & Nanni, 1986*) dell'assetto morfostrutturale delle valli alluvionali marchigiane, e l'erosione lineare esercitata dalle acque correnti superficiali. Ciò ha causato un rapido approfondimento dei corsi d'acqua, con la conseguente formazione di vallecole trasversali antiappenniniche simili a quelle ubicate subito a valle dell'area in esame, all'interno delle quali scorrono i fiumi Ete Morto e Chienti a nord, mentre a sud, con dei deflussi spesso saltuari ed effimeri, il *Fosso Cascinare*.

In particolare il tratto della Strada Provinciale Fonte di Mare, lungo il bordo settentrionale della quale è in progetto la realizzazione del camminamento pedonale in questione, presenta una lunghezza di circa 429 metri e risulta compreso tra le quote topografiche assolute di 118 e 129 mt sopra il livello medio del mare e ricade il corrispondenza della cresta della struttura collinare sopra menzionata. Il tracciato stradale, si sviluppa su una superficie topografica sub-pianeggiante, talora leggermente digradante verso oriente, con un'inclinazione media di circa 1-2°, mentre il fianco collinare di influenza dell'opera da realizzare, verge verso Nord con una inclinazione media di circa 12-13°, fino ad intercettare la sottostante piana alluvionale del Fiume Chienti. Nello specifico il versante declina prima con un angolo di scarpa medio di 7-8°, dal crinale dove è in progetto la realizzazione del marciapiede sino ad una quota di circa 110 mt slm, oltre la quale il versante presenta una brusca variazione di pendenza, rappresentata da una scarpata strutturale piuttosto acclive, dove affiorano i terreni appartenenti alla formazione arenacea (substrato marino pleistocenico), mentre oltre la scarpata, avente una altezza variabile e compresa tra 20 e 30 mt., il profilo topografico si addolcisce nuovamente raccordandosi "a ginocchio" con la piana alluvionale sottostante, posta ad una quota di circa 17 mt. slm. Pertanto dal punto di vista topografico,

il frustolo di terreno su cui verrà realizzato il marciapiede, può essere classificato secondo il *D.M. 11 Gennaio 2008*, come **Categoria T1** (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

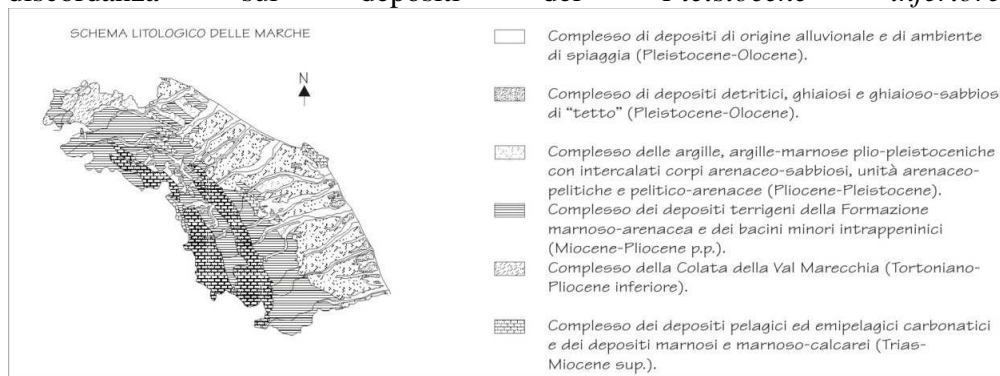
Infine, per ciò che concerne la stabilità gravitativa dell'area, si può affermare che lungo il versante in parola non si sono riscontrate forme morfologiche di rilievo associabili all'azione diretta della gravità, almeno nella zona di influenza del marciapiede da realizzare, così come non si sono riscontrate lesioni da mettere in relazione a fenomeni di mass-wasting sui diversi fabbricati presenti nell'area, pertanto l'area può essere ritenuta morfologicamente stabile. A conferma di ciò, è stato redatto da parte della Regione Marche uno studio specifico denominato *Piano per l'assetto idrogeologico* (PAI), richiesto dalle LL. 267/98 e 365/00, in merito all'individuazione delle aree a maggior rischio idrogeologico relative ai bacini idrografici regionali, in cui si evince, come **la zona in esame non risulta attualmente compresa tra le aree a rischio di esondazione e aree a rischio di frana (vedi Tavola RI 54d PAI).**

Comunque con lo scopo di valutare in maniera specifica e puntuale il grado di stabilità del sito oggetto di indagine, è stata eseguita una analisi di stabilità gravitativa, per i risultati della quale, si rimanda al successivo prf. 1.6.

1.3 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Nella regione marchigiana è presente al di sopra di in basamento ercinico una successione sedimentaria e marina pressoché continua dal *Trias superiore* al *Neogene*; nell'area più orientale tale successione è ricoperta in discordanza ancora da sedimenti marini, depositatisi tra il *Pliocene medio* e il *Pleistocene inferiore*. Tali successioni, che corrispondono a due distinti cicli sedimentari, si sono sviluppate su un elemento di crosta continentale in continua evoluzione dal *Trias* al *Pleistocene* e la tettonica sinsedimentaria ha condizionato in maniera determinante gli ambienti di sedimentazione. In particolare l'area oggetto di studio risulta ubicata nel settore Sud-orientale del *Bacino Marchigiano Esterno*, il quale risulta colmato da sedimenti terrigeni del ciclo marino plio-pleistocenico. Tali sedimenti nella parte più occidentale

risultano trasgressivi e discordanti sui depositi torbiditici della *Formazione della Laga*, mentre nella parte più orientale del bacino, invece, poggiano in discordanza sui depositi del *Pleistocene inferiore*.



In generale la sequenza plio-pleistocenica inizia con depositi trasgressivi cui segue una potente successione argillosa, nella quale sono intercalati, a varie altezze stratigrafiche, corpi e/o orizzonti clastici a granulometria grossolana e fine. La sequenza si chiude con sabbie e conglomerati in facies da litorale a continentale.

Le risultanze delle prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh) effettuate ed ubicate come da Planimetria di Tav.3, unitamente ai numerosi affioramenti geologici riscontrati e alle informazioni raccolte nel corso dei numerosi studi precedentemente effettuati dallo scrivente nell'area hanno permesso sia l'individuazione che la caratterizzazione dei litotipi presenti, oltre alla ricostruzione della loro sequenza stratigrafica locale. Da ciò è emersa la presenza di un orizzonte superficiale di sedimenti limoso-argillosi di genesi detritico-colluviale derivanti da processi di alterazione avvenuti in ambiente subaereo che hanno interessato i termini geologici "retrostanti". Alla base del suddetto deposito è presente un sub-strato sabbioso-arenaceo ascrivibile ai termini di tetto della successione marina Plio-Pleistocenica. La locale successione dei terreni presenti, al di sotto di un esiguo strato di terreno vegetale e talora di riporto, può essere quindi così schematizzata:

- a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO concrez. con CIOTTOLI
- b) SABBIA e ARENARIA strat. ad ARGILLA

a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO concrez. con CIOTTOLI: litotipo composto da sedimenti fini ascrivibili principalmente ai limi leggermente argillosi inglobante grumi sabbiosi e ciottoli di natura calcarea sparsi. Terreno concrezionato, talora anche abbondantemente, dal comportamento reologico di tipo "coerente".

Materiale mediamente compatto dalle caratteristiche geotecniche discrete, riscontrato fino ad una profondità massima di 4.20 e 5.20 mt dal piano di campagna, in corrispondenza di Dpsh1 e Dpsh2, rispettivamente.

b) SABBIA e ARENARIA strat. ad ARGILLA: (formazione marina Plio-Pleistocenica) litotipo costituito da sabbia fine di colore giallognolo stratificata a sottili livelli di arenaria cementata (2-3 cm.) e talora a livelli argillosi concrezionati. Litotipo alterato nella sua porzione sommitale, ma con un grado di alterazione che tende a diminuire in maniera graduale all'aumentare della profondità. Ottime, comunque nel complesso le proprietà geomeccaniche del sedimento, il quale risulta, soprattutto nella frazione sabbioso-arenacea dello stesso, praticamente incompressibile.

Nel corso dell'esecuzione delle prove in situ non si sono rinvenute manifestazioni idriche di alcun tipo, pertanto si esclude la presenza di una vera e propria falda idrica nella porzione di terreno indagato, almeno per le profondità ritenute significative ai fini dello studio. L'acquifero principale, nella zona, potrebbe essere riscontrato alla base del complesso sabbioso-arenaceo, al passaggio litologico con le sottostanti argille plio-plestoceniche, poste nella zona ad una profondità di almeno 35-40 mt. dall'attuale piano campagna.

1.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Alcune caratteristiche geotecniche dei terreni riscontrati mediante le prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh) sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Appollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori. Gli stessi, quindi, unitamente ad altri ricavati da prove geotecniche di laboratorio eseguite su litotipi simili prelevati nelle vicinanze del sito di indagine, nel corso di indagini eseguite in precedenza dallo scrivente, possono essere così riassunti:

Parametri	Unità di Misura	litotipo "b"	litotipo "b"
		Limo argilloso sabbioso concrez. con ciottoli	Sabbia e Arenaria strat. ad Argilla
γ	(g/cm ³)	1.90	1.85
γ_k	(g/cm ³)	1.90	1.85
C_u	(kg/cm ²)	0.6-1.5	(0.9-1.9)
C_{u_k}	(kg/cm ²)	0.8	(1.3)
C'	(Kg/cm ²)	0.0-0.1	(0.2-0.4)
C'_k	(Kg/cm ²)	0.04	(0.24)
ϕ'	(gradi)	22-26°	29-38° (22-26°)
ϕ'_k	(gradi)	23°	31° (23°)
E_d	(Kg/cm ²)	37-278	(73-153)
E_s	(Kg/cm ²)	-	147>400
ν		0.35	0.25
α	(Kg/cm ²)	0.4	-
Kh	(Kg/cm ²)	0.6-5.7	2.7>7.9
K_v	(Kg/cm ²)	0.4-1.5	1.0>3.0

La simbologia usata è la seguente:

γ	= peso di volume del terreno;
C_u	= coesione non drenata;
C'	= coesione drenata;
ϕ'	= angolo di attrito drenato;
E_d	= modulo edometrico;
E_s	= modulo di elasticità;
ν	= coefficiente di Poisson;
α	= coefficiente di adesione palo-terreno;
Kh	= coeff. di rigidità laterale del terreno calcolato per un palo di $\phi=40$ cm;
K_v	= coeff. di sottofondo verticale (di Winkler);
$\gamma_k, C_{u_k}, C'_k, \phi'_k$	= parametri caratteristici* del terreno (DM08).

* I *parametri caratteristici* sono stati determinati secondo la formula semplificata di Schneider:

$$X_K = X_{med} \left(1 + \frac{COV}{2} \right)$$

dove COV è il coefficiente di variazione, e Schneider raccomanda i seguenti valori:

Angolo di attrito Φ	10%
Coesione	40%
Modulo di comprimibilità	40%

1.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (*Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 14/01/2008)

Coordinate *WGS84* lotto: **Latitudine 43.267007°N, Longitudine 13.717924°E**

Nel caso specifico, per il lotto in oggetto è stato determinato, attraverso l'esecuzione dell'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, un valore di $V_{s_{30}}$ **di 354 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata e tenendo conto anche delle risultanze delle prove geotecniche eseguite in situ, il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 14/01/08) ad una "**categoria di suolo di tipo "C"**", ovvero *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

Nella valutazione della categoria di suolo e nell'approccio alla progettazione strutturale dell'infrastruttura in progetto, non vanno comunque trascurate le informazioni acquisite con l'indagine sismica circa la frequenza di risonanza del sito. Infatti nel caso specifico, trascurando le frequenze superiori a 10 Hz da considerarsi ingegneristicamente non significative, è stata individuata una **frequenza caratteristica di risonanza del terreno compresa tra 9 e 10 associata ad altre due piuttosto evidenti e più profonde a 6 Hz e 4 Hz**, a significare che il terreno in questione amplifica le onde di superficie (ed in

misura leggermente diversa quelle S) a quella frequenza rispetto all'imput su bedrock di riferimento; pertanto al fine di scongiurare fenomeni di doppia risonanza terreno-strutture, che potrebbero risultare estremamente pericolose in caso di sisma, si ritiene sia indispensabile dimensionare le strutture in progetto con delle frequenze fondamentali di risonanza lontane da quelle tipiche del sito oggetto di studio, anche se, nel caso specifico, trattandosi di un marciapiede **si ritiene non vi siano problemi alcuni sia di tipo sismico che di amplificazione sismica, così come, si escludono a priori problematiche connesse alla liquefazione dei terreni di sedime del marciapiede in progetto**, in quanto la natura argillosa della coltre (*comportamento geotecnico di tipo coerente*) e l'assenza della falda acquifera fanno escludere con certezza tale problematica.

Condizioni topografiche Categoria T1, superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche), (vedi considerazioni prf 1.2.).

Per la valutazione delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si deve valutare la **“pericolosità sismica di base”** del sito di costruzione. Secondo il D.M. 14/01/2008, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_o = 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

Considerando la Posizione del sito: Latitudine 43.267007 e Longitudine 13.717924, ipotizzando a titolo di esempio una **Classe d'uso II** (normali affollamenti) e una **Vita nominale 2*** per opere ordinarie (50 anni), e quindi con un periodo di riferimento $V_R \geq 50$ anni, si ottiene:

	SLO (periodo di ritorno =30 anni)	SLD (periodo di ritorno =50 anni)	SLV (periodo di ritorno =475 anni)	SLC (periodo di ritorno =975 anni)
a_g	0.048	0.061	0.182	0.237
F_o	2.401	2.533	2.470	2.521
T_c^*	0.281	0.283	0.301	0.316

SLO = Stato Limite di Operatività

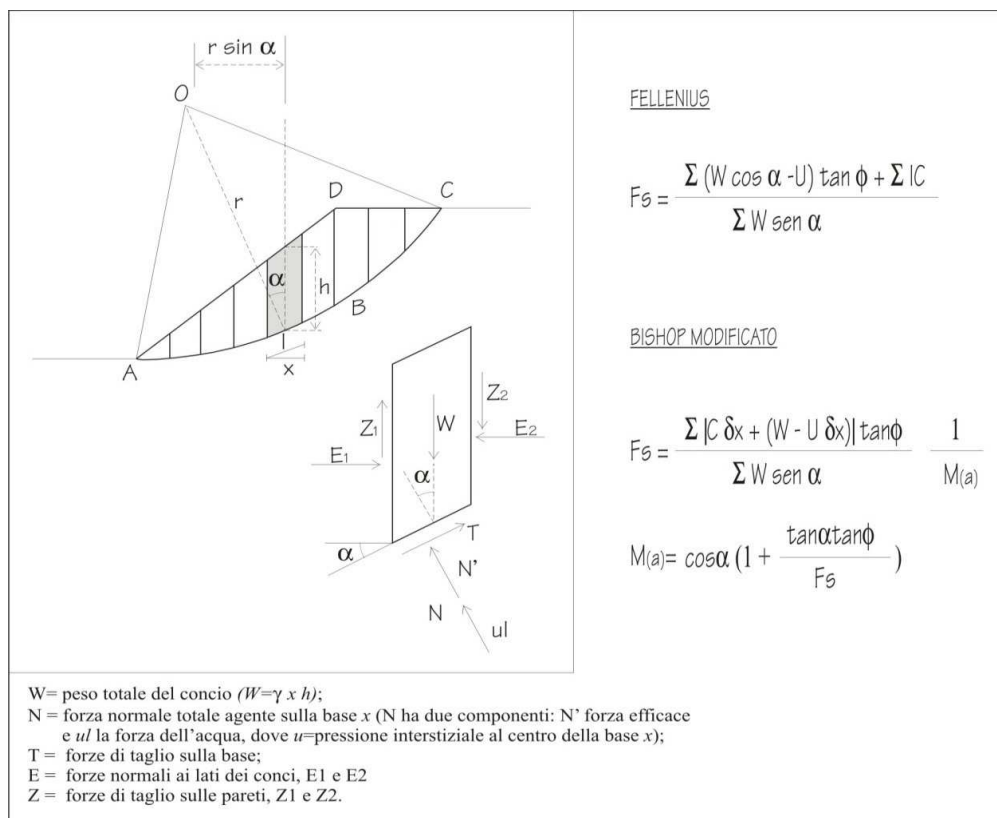
SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

1.6 ANALISI DI STABILITA' GRAVITATIVA

Le analisi relative alla stabilità dell'area in esame sono state effettuate lungo un tratto del versante di influenza del versante alla cima del quale verrà realizzato il marciapiede in progetto. Nello specifico, ai fini della sicurezza, è stata considerata la sezione dal punto di vista topografico e morfologico più acclive, secondo la direzione di massima pendenza rappresentata nella Planimetria allegata in appendice (Tav.3). Si sono eseguiti vari calcoli su diverse superfici (*vedi calcoli di stabilità allegati in appendice*), mentre sono state evidenziate quelle col minimo fattore di stabilità "Fs". Il tracciamento delle superfici analizzate è stato eseguito tenendo conto delle caratteristiche geomorfologiche della zona e supponendo quelle geologico-strutturali della parte bassa del versante in cui non si sono effettuati i sondaggi, ipotizzando quindi in questa area dei parametri geotecnici e geometrici di tutta sicurezza. La determinazione del fattore di stabilità "Fs" è stata effettuata applicando il metodo delle strisce di Fellenius e Bishop modificato, secondo i quali:



Nella formula di Bishop l'espressione risolutiva contiene "Fs" in entrambi i membri, il fattore di sicurezza deve pertanto essere calcolato con un procedimento di iterazione. Oltre al valore di "Fs" così calcolato, si è ritenuto opportuno tenere conto, come indicato dalla vigente normativa per le zone sismiche (D.M 14 Gennaio 2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*"), del possibile grado di sismicità dell'area. Quindi si sono effettuate delle verifiche di stabilità sismica secondo il metodo pseudostatico, in cui la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinemismo di collasso critico (SLC). 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 e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Quindi le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come segue:

$$F_h = k_h W \quad F_v = k_v W$$

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

k_v = coefficiente sismico verticale.

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove

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

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

g = accelerazione di gravitativa.

Tabella 7.11.I - 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

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S a_g = S_S S_T a_g$$

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Tabella 3.2.V - Espressioni di S_S e C_C (amplificazione stratigrafica)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 * F_o * a_g / g \leq 1.20$	$1.10 * (T * C)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 * F_o * a_g / g \leq 1.50$	$1.05 * (T * C)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 * F_o * a_g / g \leq 1.80$	$1.25 * (T * C)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 * F_o * a_g / g \leq 1.60$	$1.15 * (T * C)^{-0.40}$

Per il sito in esame, appartenente ad una categoria di sottosuolo C, S_S risulta essere pari a 1.34.

Tabella 3.2.VI - Valori Massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1.0
T2	in corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T3	in corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T4	in corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

Per il sito in esame, appartenente alla categoria topografica T1, S_T risulta essere pari a 1. Quindi a_{\max} risulta essere pari a 3.110 m/s^2 , e quindi il coefficiente sismico orizzontale K_h è pari a 0.089, mentre il coefficiente sismico verticale K_v è pari a 0.044.

Nelle verifiche eseguite sono state prese in considerazione le superfici passanti al passaggio tra la coltre colluviale e la formazione marina, considerando come saldamente stabile quest'ultima, date le ottime caratteristiche geomeccaniche del substrato sabbioso-arenaceo che si riscontra in affioramento poco a valle dell'area in oggetto in direzione NordOvest (vedi sezioni geologiche e sezione di stabilità gravitativa). Inoltre sono state effettuate verifiche di stabilità globale del sito, valutato nella sua sezione topografica più penalizzante, senza tener conto però del pre e post operam, dato che i carichi trasmessi al terreno dal marciapiede in progetto risultano essere sicuramente di trascurabile entità ed assolutamente ininfluenti nell'equazione dei pesi in gioco delle verifiche eseguite.

Le verifiche di stabilità sono state effettuate introducendo nel calcolo diverse variabili, in funzione dei parametri geotecnici adottati (**Approccio 1**- Combinazione 2: A2 + M2 + R2) e delle sollecitazioni esterne, ossia:

1-Situazione di stabilità a lungo termine in condizioni statiche con **Superficie 1** passante al passaggio tra coltre e formazione che coinvolge l'intera area in oggetto, assumendo nei calcoli i parametri geotecnici caratteristici della coltre ($\phi'=19^\circ$, $c'=0.032 \text{ Kg/cmq}$, $\gamma=0.190 \text{ g/cm}$), della formazione marina ($\phi'=19^\circ$, $c'=1.92 \text{ Kg/cmq}$, $\gamma=2.00 \text{ g/cm}$), parametri questi di estrema sicurezza viste le condizioni del sito.

2-Situazione di stabilità a lungo termine in condizioni dinamiche con **Superficie 1'** passante al passaggio tra coltre e formazione che coinvolge l'intera area in oggetto (verifica sismica), assumendo nei calcoli i parametri geotecnici caratteristici della coltre ($\phi'=19^\circ$, $c'=0.032 \text{ Kg/cmq}$, $\gamma=1.90 \text{ g/cm}$), della formazione marina ($\phi'=19^\circ$, $c'=0.19 \text{ Kg/cmq}$, $\gamma=2.00 \text{ g/cm}$), introducendo nel calcolo i coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h pari a 0.089 e k_v pari a 0.044.

Sono stati utilizzati inoltre i parametri geotecnici di lungo termine anche per le verifiche sismiche, condizioni queste molto più cautelative rispetto a quelle a breve termine (nel caso sismico estremamente cautelative).

I risultati numerici delle ipotetiche superfici di scivolamento con minimo fattore di stabilità "Fs", possono essere così riassunte:

superficie 1

SUP 1 condizioni statiche di stabilità lungo termine coltre-formazione $F_s = 3.150$

SUP 1' condizioni sismiche di stabilità lungo termine coltre-formazione $F_s = 1.874$

Dai risultati ottenuti si evince che per il pendio in oggetto, **esistono condizioni di sicurezza alla stabilità gravitativa anche dei terreni appartenenti alla coltre e in condizioni sismiche**. La realizzazione del marciapiede in progetto non altererà in alcun modo, dato che non è prevista la messa in opera di terreni di riporto se non quelli relativi alla realizzazione del sottofondo di materiale granulare arido (in sostituzione del terreno vegetale ed eventualmente di riporto presente), il grado di stabilità generale del versante, anzi, l'edificazione dello stesso, garantirà l'impermeabilizzazione dei terreni sommitali del versante e la corretta regimazione delle acque pluviali, operazioni queste che favoriranno le attuali condizioni del sito facendo aumentare il grado di stabilità gravitativa del tratto di versante in questione. Ovviamente, al fine di garantire la stabilità gravitativa nel tempo del tratto di versante in questione e delle opere in progetto connesse, le attuali condizioni al contorno dovranno essere mantenute costanti, ossia dovrà essere assicurata, nel tempo, la corretta gestione delle acque pluviali, evitando che le stesse possano provocare una imbibizione anomala dei terreni di sedime del marciapiede e/o di quelli situati immediatamente a valle dello stesso e scongiurando, nel contempo, problemi di erosione concentrata dei terreni per effetto di scarichi idrici concentrati e/o mal funzionanti. Come si reputa di fondamentale importanza evitare l'esecuzione di lavorazioni agricole a ridosso dell'opera in questione ed in particolar modo le arature, le quali, non dovranno essere esercitate alla base del greppo su cui verrà realizzato il marciapiede al fine di evitare problematiche di scalzamento al piede dello stesso.

Porto Sant'Elpidio, 21 Ottobre 2014

il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)


IPOTESI GEOTECNICHE

A fini indicativi, con lo scopo di fornire dati di tipo geotecnico che potrebbero risultare utili e di supporto al progettista strutturale dell'opera e senza voler in alcun modo invadere la professionalità altrui, vengono eseguite le seguenti ipotesi geotecniche preliminari, le quali potranno poi essere riformulate e ridefinite in fase di calcolo strutturale dell'opera, quando si conosceranno le tipologie strutturali ed i carichi effettivi trasmessi dal marciapiede da realizzare al terreno.

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un camminamento pedonale e illuminazione lungo il bordo settentrionale di un tratto della Strada Provinciale Fonte di Mare. L'opera che avrà uno sviluppo complessivo di 429 mt., verrà realizzata in corrispondenza della sommità di un crinale collinare, in adiacenza di una strada esistente sulla quale non si sono mai verificati, a memoria storica, problemi di cedimento differenziale e/o instabilità gravitativa di nessun genere sia di piccola che grande scala. Pertanto in questa fase, dal punto di vista geotecnico dovranno essere scelte e dimensionate le fondazioni da adottare a sostegno dell'intera opera in progetto.

1.a Fondazioni

La scelta della tipologia di fondazione più opportuna da adottare scaturisce innanzitutto da una analisi costi benefici che tenga anche conto della capacità portante del terreno, dei relativi cedimenti previsti in fase di progetto e delle ulteriori interazioni terreno-struttura.

Il marciapiede avrà un andamento sub-pianeggiante e talora leggermente declinante verso est., e nel suo tratto iniziale compreso tra le progressive 0.0 sino a 108.0, così come in quello terminale oltre la progressiva 342 verrà collocato in un'area priva di scarpate e/o greppi in genere, mentre nel tratto centrale, il marciapiede si collocherà in adiacenza ad una scarpata di altezza variabile e compresa tra pochi decimetri e 2.5 mt. di altezza massima. Pertanto considerando la conformazione morfologica del sito, visto il buon grado di stabilità gravitativa dell'area e considerando le discrete qualità geomeccaniche dei terreni più superficiali, si ritiene che la più opportuna tipologia di fondazione da adottare a sostegno del camminamento pedonale e della zanella per la raccolta delle acque pluviali connessa, sia una **fondazione superficiale**

su soletta-platea nastriforme, ma che dovrà essere necessariamente coadiuvata, tra le progressive 108 e 342 mt., da pali di fondazione, anche di piccolo diametro, al fine di assicurare la stabilità statica e gravitativa del marciapiede anche in caso di scalzamento al piede e/o erosione concentrata dei terreni di sedime dello stesso. La fondazione nastriforme da realizzare dovrà essere impostata all'interno del litotipo "a" (*limo argilloso sabbioso concrez. con ciottoli*) al di sotto quindi del terreno vegetale e/o di riporto eventualmente presente.

Per il dimensionamento della nuova fondazione, sulla base delle **Nuove Norme Tecniche delle costruzioni (DM2008)**, per ogni stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con:

$\gamma_F F_k$ = azioni di progetto;

X_k/γ_M = parametri di progetto;

a_d = geometria di progetto;

γ_R = coeff. di resistenza del sistema specifico per ogni singola opera.

Il valore di progetto della Resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al *valore caratteristico dei parametri geotecnici* (X_k) del terreno, diviso per il coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab.6.2.II:

Tabella 6.2.II - Coef. parziali per parametri geotecnici del terreno.

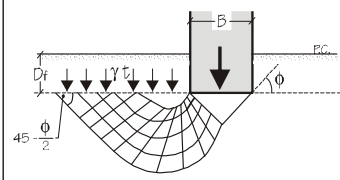
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficient e parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente angolo resistenza a taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	Cu_k	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Infine i coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti per fondazioni superficiali nella seguente tabella:

Tabella 6.4.I - Coef. 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	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Il carico massimo sopportabile dal terreno per fondazioni dirette è determinabile mediante le seguenti relazioni di Terzaghi ed altri:

$Qd = (K1 C Nc) + (K2 \gamma Df Nq) + (K3 B/2 \gamma' N\gamma)$	 <p>SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO SOTTO LA FONDAZIONE SUPERFICIALE SECONDO TERZAGHI</p>
---	---

dove:

- Qd = carico unitario limite ultimo (di rottura);
 Df = profondità del piano di posa rispetto al piano di sbancamento;
 γ = peso dell'unità di volume del terreno;
 γ' = peso dell'unità di volume del terreno immerso in acqua;
 A, B = dimensioni rispettivamente maggiore e minore della fondazione;
 $Nc, Nq, N\gamma$ = coefficienti di capacità portante;
 $K1, K2, K3$ = coefficienti di forma della fondazione (vedi tabella seguente).

FORMA DELLA FONDAZIONE		coefficiente di forma		
		K1	K2	K3
Nastriforme	B	1	1	1
Quadrata	B=A	1.2	1	0.8
Rettangolare	B*A	1+0.2(B/A)	1	1-0.2(B/A)

Quindi nel caso di una fondazione su soletta-platea nastriforme alta 0.25-0.30 mt ed impostata ad una profondità di almeno 0.60 mt. dal piano campagna attuale (0.30 cm di materiale granulare arido stabilizzato), all'interno del *limo argilloso sabbioso concrez con ciottoli* (litotipo "a"), nelle condizioni di "general shear", si ottiene dalla relazione di Terzaghi precedentemente esposta, adottando i parametri caratteristici della porzione di litotipo interessato dalla fondazione (vedi risultanze prova in situ) di $\phi'=0$, $C_u=8$ t/mq e ($N_q=1.00$ ed $N_c=5.14$ -Vesic 1975), i seguenti risultati:

Il Testo unitario DM08 richiede di verificare la capacità portante del sistema terreno-fondazione utilizzando uno dei due approcci che prevedono le seguenti combinazioni di carico:

Approccio 1

Combinazione 1: $A1 + M1 + R1$

Combinazione 2: $A2 + M2 + R2$

Approccio 2

Combinazione : $A1 + M1 + R3$

SOLETTA-PLATEA NASTRIFORME

Approccio 1 -Combinazione 1 - A1+M1+R1	
Dimensioni	Rd
1.50x>15.00 mt	4.23 Kg/cm ²

Approccio 1 -Combinazione 2 - A2+M2+R2	
Dimensioni	Rd
1.50x>15.00 mt	1.69 Kg/cm ²

Approccio 2 -Combinazione 1 - A1+M1+R3	
Dimensioni	Rd
1.50x>15.00 mt	1.84 Kg/cm ²

Ulteriori approfondimenti del piano di posa delle fondazioni (aumento dello spessore dello stabilizzato), in questo caso, non possono che giovare alla stabilità della struttura da realizzare, in quanto i terreni limoso-argillosi presenti sarebbero meno soggetti a variazioni volumetriche stagionali dovute al cambio di contenuto naturale d'acqua degli stessi. Per lo stesso motivo si consiglia di evitare qualsiasi infiltrazione idrica, sia in fase di realizzazione che di gestione della struttura in progetto.

Si omettono, in questo caso, le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (sollevamento e sifonamento) in quanto in corso dell'indagine in situ non è stata rilevata la presenza di una falda acquifera almeno sino ad una profondità tale da non poter interagire in alcun modo con la fondazione superficiale in progetto.

Mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni.

Analogamente, forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali (cedimenti, cedimenti differenziali, distorsioni angolari ammissibili ecc...), tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimo.

Per ciò che concerne i cedimenti previsti, si ritiene che gli stessi saranno minimi e perfettamente accettabili dalla struttura, sia nel corso dell'intervento, che dopo l'ultimazione dei lavori, alla luce soprattutto dei modestissimi carichi trasmessi dal manufatto in progetto al terreno e considerando le discrete caratteristiche geomeccaniche del substrato fondale.

Fondazione nel tratto compreso tra le progressive 108 e 342

Nei segmenti dove sono presenti scarpate a ridosso del marciapiede da realizzare, nello specifico nel tratto compreso tra le progressive 108 e 342 mt., si consiglia di coadiuvare la fondazione nastriforme con una fondazione profonda su pali, in quanto vista la presenza delle scarpate, si potrebbero creare negli anni problematiche connesse allo scalzamento al piede dei terreni per effetto antropico, in seguito a fenomeni di erosione concentrata, imbibizione anomala dei terreni fondali e/o arature reiterate dei terreni agricoli posti a valle della soletta da realizzare (*vedi considerazioni conclusive prf I.6*). Pertanto i pali avranno una funzione portante solamente in caso di emergenza ed in via provvisoria, per il tempo necessario a porre rimedio alle potenziali situazioni di ammaloramento della strada che si potranno verificare negli anni.

In questo caso, a titolo di esempio, si formulano le seguenti ipotesi finalizzate a valutare l'eventuale resistenza dei pali in questione, i quali dovranno essere armati per tutta la lunghezza e collegati in testa fra loro dal cordolo nastriforme stesso. Facendo salve tutte le condizioni e considerazioni geotecniche espresse precedentemente per le fondazioni superficiali e considerando i coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza del sistema per fondazioni profonde, che sono riassunte nella seguente tabella:

Tabella 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Sim	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.70	1.35	1.0	1.60	1.30
Laterale in compress.	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.60	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ζ deve corrispondere al numero di verticali di sondaggio significative e rappresentative della intera stratigrafia di influenza dei pali stessi (sondaggi e/o prove in situ), eseguite nel corso dell'indagine. Nel caso specifico, pertanto possono essere considerati i coefficienti relativi a **n.2 verticali** (Dpsh1 e Dpsh2) ottenendo:

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ζ , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>10
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

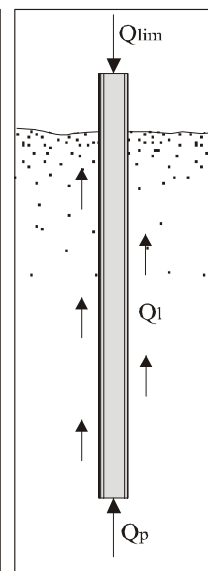
Per il calcolo della resistenza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le seguenti relazioni di Terzaghi ed altri:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_l \quad (1)$$

$$Q_p = A (\gamma L N_q + C N_c) \quad (2)$$

$$\delta Q_l = \pi D \delta L \alpha C_u \quad \text{terreni coerenti} \quad (3)$$

$$\delta Q_l = \pi D d_l S_{med.ult.} \quad \text{terreni incoerenti} \quad (4)$$



dove:

Q = resistenza ultima del singolo palo;

Q_p = resistenza ultima alla punta del palo;

δQ_l = resistenza laterale ultima del tratto di palo considerato;

A = area della sezione alla punta;

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

α = coefficiente di adesione palo terreno;

$S_{med.ult.}$ = fattore di resistenza laterale ultima (Vesic, Kerisel);

N_c, N_q = coefficienti di capacità portante.

A titolo di esempio si riportano i valori di resistenza utile per i pali di diverso diametro e lunghezza, calcolati adottando le relazioni precedentemente esposte sulla verticale tipo scaturita dalle stratigrafie Dpsh1-Dpsh2 (vedi sezioni

geologiche allegate in appendice), considerando la quota di progetto a -0.60 mt. dal piano campagna si ottiene:

N.B. Nel calcolo della portanza dei pali si è trascurato, ai fini della sicurezza, il contributo alla portanza laterale fornito dai primi 1.5 mt di terreno più superficiali in quanto soggetti ad alterazione e decompressione superficiale. Per la restante lunghezza dei pali si è fatto riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

-litotipo "a" *Limo argilloso sabbioso concrez.* $C_{uk} = 8 \text{ t/mq}$, $\alpha = 0.4$;

Verticale tipo -PALI TRIVELLATI

Approccio 1 -Combinazione 1 - A1+M1+R1

D	L*	Rb	Rs	Rd	dRd
0.20	4	2.26	5.02	4.42	1.22
0.30	4	5.09	7.54	7.65	1.83
0.40	4	9.04	10.05	11.57	2.44
0.50	4	14.13	12.56	16.18	3.04
0.60	4	20.35	15.07	21.47	3.65
0.80	4	36.17	20.10	34.10	4.87

Approccio 1 -Combinazione 2 - A2+M1*+R2

D	L*	Rb	Rs	Rd	dRd
0.20	4	1.33	3.46	2.91	0.84
0.30	4	2.99	5.20	4.96	1.26
0.40	4	5.32	6.93	7.42	1.68
0.50	4	8.31	8.66	10.29	2.10
0.60	4	11.97	10.39	13.55	2.52
0.80	4	21.28	13.86	21.30	3.36

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3

D	L*	Rb	Rs	Rd	dRd
0.20	4	1.67	4.37	3.66	1.06
0.30	4	3.77	6.55	6.26	1.59
0.40	4	6.70	8.74	9.36	2.12
0.50	4	10.47	10.92	12.96	2.65
0.60	4	15.07	13.11	17.08	3.18
0.80	4	26.79	17.47	26.83	4.24

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = resistenza di punta (ton);

Rs = sommatoria delle resistenze laterali dei singoli tratti (ton);

Rd = resistenza totale (ton);

dRd = incremento di resistenza totale (ton) per ogni mt. di approfondimento del palo.

Il coefficiente di rigidezza laterale del terreno (K_h) per un palo sottoposto ad azioni trasversali rispetto al suo asse, nell'ipotesi di comportamento alla "Winkler", è valutabile secondo la seguente relazione di Chiarugi e Maia:

$$K_h = \frac{E}{D(1 - \nu^2)} \left(\frac{E D^4}{E_b J_b} \right)^{1/12}$$

K_h = coefficiente di rigidezza laterale del terreno;

E = modulo edometrico o di elasticità del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

D = diametro del palo considerato;

E_b = modulo elastico del calcestruzzo utilizzato nella confezione del palo;

J_b = momento di inerzia.

Alcuni valori di K_h relativi ai terreni in questione sono stati calcolati prendendo in considerazione pali del diametro di 40 cm; tali valori sono stati tabulati a pag.8 (si è utilizzato un E_b pari a 285.000).

Nelle verifiche degli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali dovranno essere applicati i coefficienti parziali γ_T specificati nella successiva Tab.6.4.VI:

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T=1.0$	$\gamma_T=1.6$	$\gamma_T=1.3$

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

Mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = *valore di progetto dell'azione;*

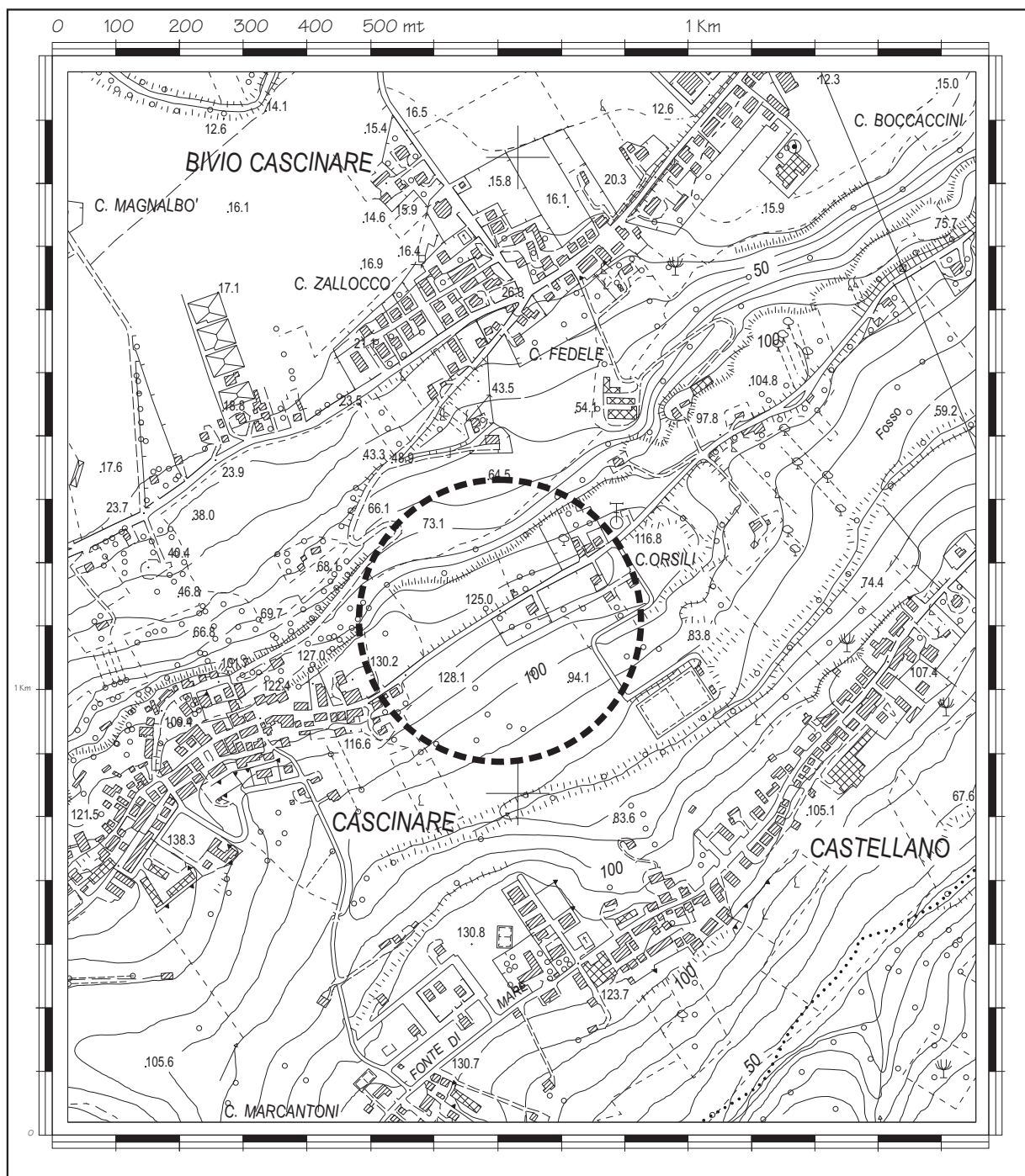
C_d = *valore limite dell'effetto delle azioni.*

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimo. La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base.

COROGRAFIA



Scala 1:10.000



stralcio Carta Tecnica Regionale n.304090, comune di Sant'Elpidio a Mare (FM)



AREA DI INDAGINE

COROGRAFIA

area in esame



stralcio foto satellitare comune di Sant'Elpidio a Mare (FM), Strada Provinciale Fonte di Mare



PLANIMETRIA
rapp. 1:1000



LEGENDA

	ingombro camminamento pedonale da realizzare
T_{im}	ubicazione indagini geofisiche HVSR (Tromino)
$Dpsh_{im}$	ubicazione prove penetr. dinamiche super-pesanti
$Dpsh_{Rn}$	ubicazione prova penetr. dinamica super-pesante reperta
$+^n$	quote topografiche relative
	traccia sezioni geologiche e di stabilità

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPER-PESANTE DPSH

CARATTERISTICHE TECNICHE STRUMENTALI

Tipo:	Pagani TG 63-100 EML.C
Peso maglio:	63.5 Kg
Altezza di caduta:	75.0 cm
Peso sistema di battuta:	0.63 Kg
Diametro punta conica:	5.1 cm
Area di base punta	20.43 cmq
Lunghezza aste: 100 cm	
Peso aste:	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta:	40 cm
Avanzamento punta:	20 cm
Angolo di apertura punta:	60°

CLASSIFICAZIONE ISSMFE (1988) DELLE SONDE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

LEGENDA PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Nr	= <i>numero colpi;</i>
Nspt	= <i>numero colpi SPT (Nr*coefficiente di correlazione pari a 1.489);</i>
γ	= <i>peso di volume del terreno;</i>
σ	= <i>pressione verticale efficace;</i>
C	= <i>coefficiente di efficienza strumentale e riduzione litostatica;</i>
N'	= <i>numero colpi corretto (NrxC);</i>
Q.din	= <i>resistenza dinamica alla punta Rpd</i> <i>(funzione del numero di colpi N) FORMULA OLANDESE</i> $Rdp = M^2 H / (A e (M+P)) = M^2 H N / (A \delta (M+P));$
Cu	= <i>coesione non drenata;</i>
Ed	= <i>modulo edometrico;</i>
Dr	= <i>densità relativa (Meyerhof,1957);</i>
ϕ	= <i>angolo di attrito;</i>
Es	= <i>modulo di elasticità;</i>
Ris. liq.	= <i>a>0.2g , I>VIII Mercalli (Shi-Ming, 1982)</i>

PROVA DPSH 1

Committente: Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare

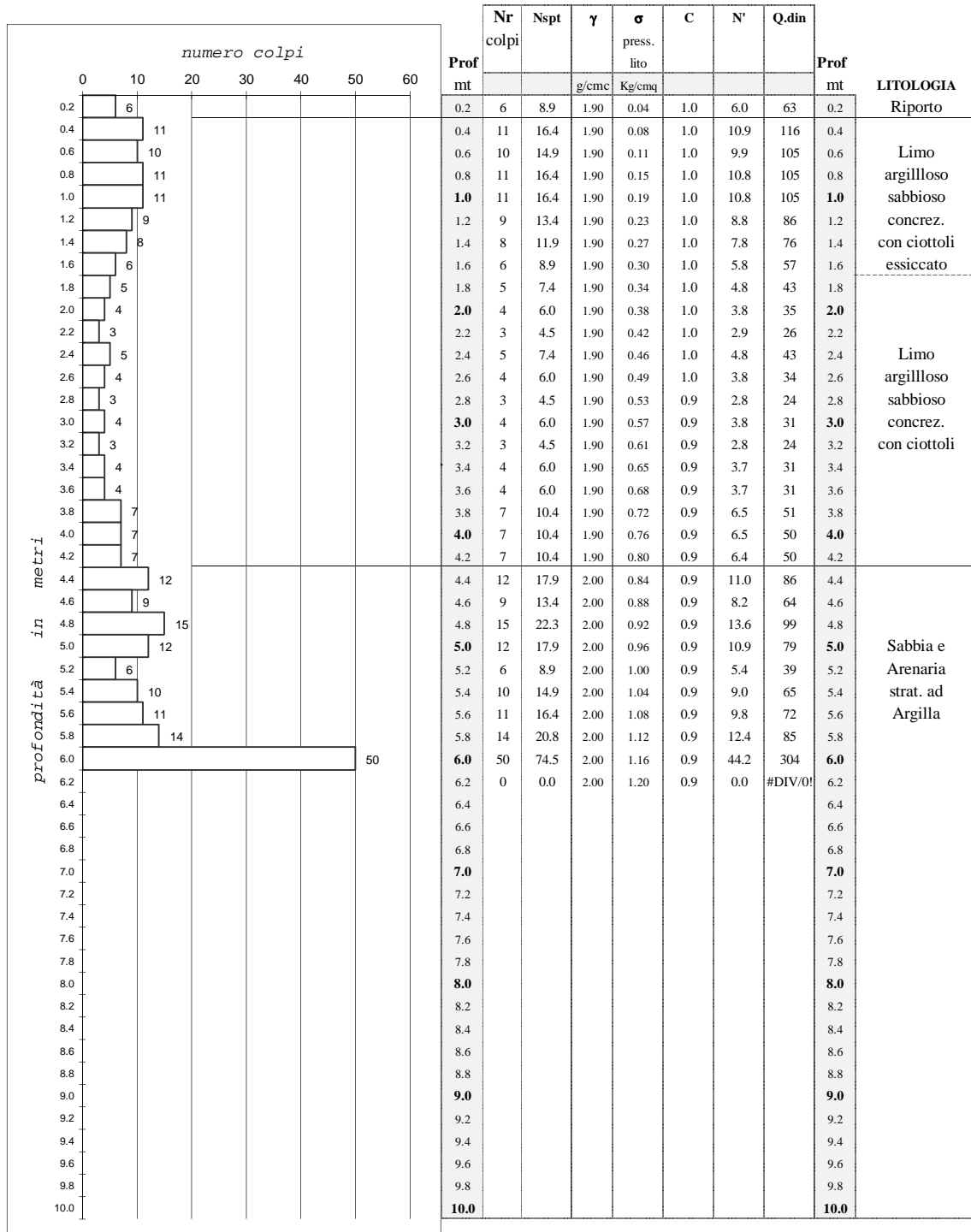
Località: Strada Provinciale Fonte di Mare, SANT'ELPIDIO A MARE (FM)

Comune:

data: 13 Ottobre 2014

Falda

note:



Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cm², apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 1

Committente: Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare

Località: Strada Provinciale Fonte di Mare, SANT'ELPIDIO A MARE (FM)

data: 13 Ottobre 2014

Falda

						NATURA COESIVA		NATURA GRANULARE				
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Cu coesione non drenata	Ed modulo edometrico	Dr %	ϕ angolo attrito	Es modulo elasticità	rischio liquefazione	Prof
	mt			g/cmc	Kg/cm ^q	Kg/cm ^q	kg/cm ^q					mt
								gradi	kg/cm ^q			
Riporto	0.2	6	63	1.90	0.04		152					0.2
Limo argilloso sabbioso con ciottoli essiccato	0.4	11	116	1.90	0.08		278					0.4
	0.6	10	105	1.90	0.11		252					0.6
	0.8	11	105	1.90	0.15		253					0.8
	1.0	11	105	1.90	0.19		252					1.0
	1.2	9	86	1.90	0.23		205					1.2
	1.4	8	76	1.90	0.27		182					1.4
Limo argilloso sabbioso con ciottoli	1.6	6	57	1.90	0.30		136					1.6
	1.8	5	43	1.90	0.34	1.30	104					1.8
	2.0	4	35	1.90	0.38	1.04	83					2.0
	2.2	3	26	1.90	0.42	0.83	62					2.2
	2.4	5	43	1.90	0.46	1.29	103					2.4
	2.6	4	34	1.90	0.49	1.02	82					2.6
	2.8	3	24	1.90	0.53	0.79	57					2.8
	3.0	4	31	1.90	0.57	0.94	76					3.0
	3.2	3	24	1.90	0.61	0.79	56					3.2
	3.4	4	31	1.90	0.65	0.94	75					3.4
	3.6	4	31	1.90	0.68	0.93	75					3.6
	3.8	7	51	1.90	0.72	1.52	121					3.8
	4.0	7	50	1.90	0.76	1.51	121					4.0
	4.2	7	50	1.90	0.80	1.50	120					4.2
Sabbia e Arenaria strat. ad Argilla	4.4	12	86	2.00	0.84			68	31.2	205	.	4.4
	4.6	9	64	2.00	0.88	1.92	153				.	4.6
	4.8	15	99	2.00	0.92			74	32.1	239	.	4.8
	5.0	12	79	2.00	0.96			65	30.9	190	214	5.0
	5.2	6	39	2.00	1.00	1.18	95				.	5.2
	5.4	10	65	2.00	1.04			58	30.0	157	.	5.4
	5.6	11	72	2.00	1.08			60	30.4	172	316	5.6
	5.8	14	85	2.00	1.12			67	31.2	205	.	5.8
	6.0	50	304	2.00	1.16			>80	37.8	729	.	6.0
	6.2											6.2
	6.4											6.4
	6.6											6.6
	6.8											6.8
	7.0											7.0
	7.2											7.2
	7.4											7.4
	7.6											7.6
	7.8											7.8
	8.0											8.0
	8.2											8.2
	8.4											8.4
	8.6											8.6
	8.8											8.8
	9.0											9.0
	9.2											9.2
	9.4											9.4
	9.6											9.6
	9.8											9.8
	10.0											10.0

Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare

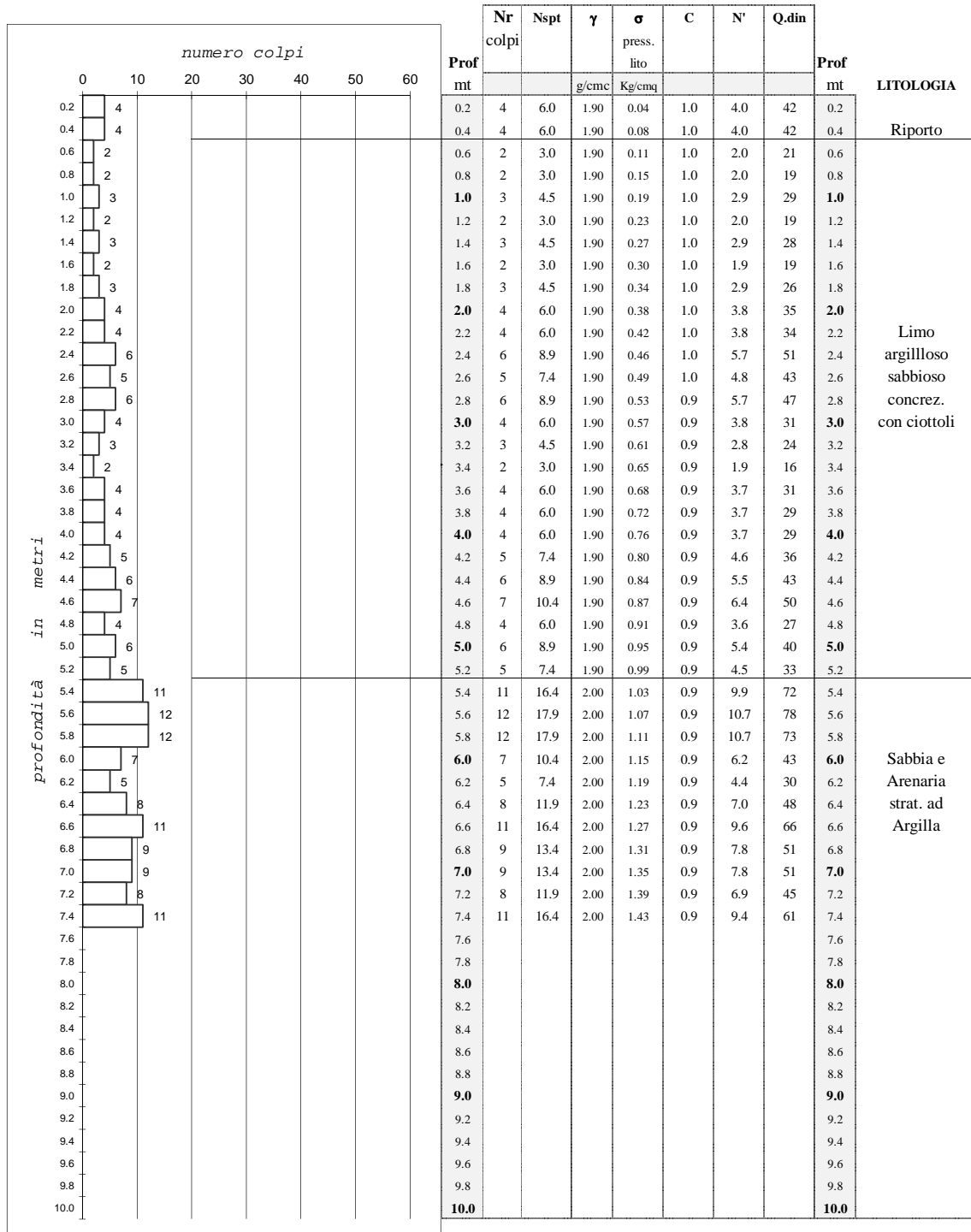
Località: Strada Provinciale Fonte di Mare, SANT'ELPIDIO A MARE (FM)

Comune:

data: 13 Ottobre 2014

Falda

note:



Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cm², apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare

Località: Strada Provinciale Fonte di Mare, SANT'ELPIDIO A MARE (FM)

data: 13 Ottobre 2014

Falda

						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
						Cu	Ed		Dr	φ	Es	rischio liquefazione	
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità		
								medie			medie		
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Kg/cmq	Kg/cmq		gradi		kg/cmq		mt
	mt			g/cm ³	Kg/cm ³								
Riporto	0.2	4	42	1.90	0.04		101						0.2
	0.4	4	42	1.90	0.08		101						0.4
Limo argilloso sabbioso concrez. con ciottoli	0.6	2	21	1.90	0.11	0.74	50						0.6
	0.8	2	19	1.90	0.15	0.70	46						0.8
	1.0	3	29	1.90	0.19	0.88	69						1.0
	1.2	2	19	1.90	0.23	0.70	46						1.2
	1.4	3	28	1.90	0.27	0.88	68						1.4
	1.6	2	19	1.90	0.30	0.69	45						1.6
	1.8	3	26	1.90	0.34	0.84	62						1.8
	2.0	4	35	1.90	0.38	1.04	83						2.0
	2.2	4	34	1.90	0.42	1.03	83						2.2
	2.4	6	51	1.90	0.46	1.54	123						2.4
	2.6	5	43	1.90	0.49	1.28	102						2.6
	2.8	6	47	1.90	0.53	1.42	114						2.8
	3.0	4	31	1.90	0.57	0.94	76						3.0
	3.2	3	24	1.90	0.61	0.79	56						3.2
	3.4	2	16	1.90	0.65	0.62	37						3.4
	3.6	4	31	1.90	0.68	0.93	75						3.6
	3.8	4	29	1.90	0.72	0.88	69						3.8
	4.0	4	29	1.90	0.76	0.88	69						4.0
	4.2	5	36	1.90	0.80	1.07	86						4.2
	4.4	6	43	1.90	0.84	1.28	103						4.4
	4.6	7	50	1.90	0.87	1.49	119						4.6
	4.8	4	27	1.90	0.91	0.84	64						4.8
	5.0	6	40	1.90	0.95	1.19	95						5.0
	5.2	5	33	1.90	0.99	0.99	79						5.2
Sabbia e Arenaria strat. ad Argilla	5.4	11	72	2.00	1.03				61	30.4	173	179	5.4
	5.6	12	78	2.00	1.07				63	30.8	188		5.6
	5.8	12	73	2.00	1.11				62	30.5	176		5.8
	6.0	7	43	2.00	1.15	1.28	102						6.0
	6.2	5	30	2.00	1.19	0.91	73						6.2
	6.4	8	48	2.00	1.23	1.45	116						6.4
	6.6	11	66	2.00	1.27				56	30.1	158		6.6
	6.8	9	51	2.00	1.31	1.52	122						6.8
	7.0	9	51	2.00	1.35	1.52	121						7.0
	7.2	8	45	2.00	1.39	1.34	107						7.2
	7.4	11	61	2.00	1.43				54	29.8	147		7.4
	7.6												7.6
	7.8												7.8
	8.0												8.0
	8.2												8.2
	8.4												8.4
	8.6												8.6
	8.8												8.8
	9.0												9.0
	9.2												9.2
	9.4												9.4
	9.6												9.6
	9.8												9.8
	10.0												10.0

Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

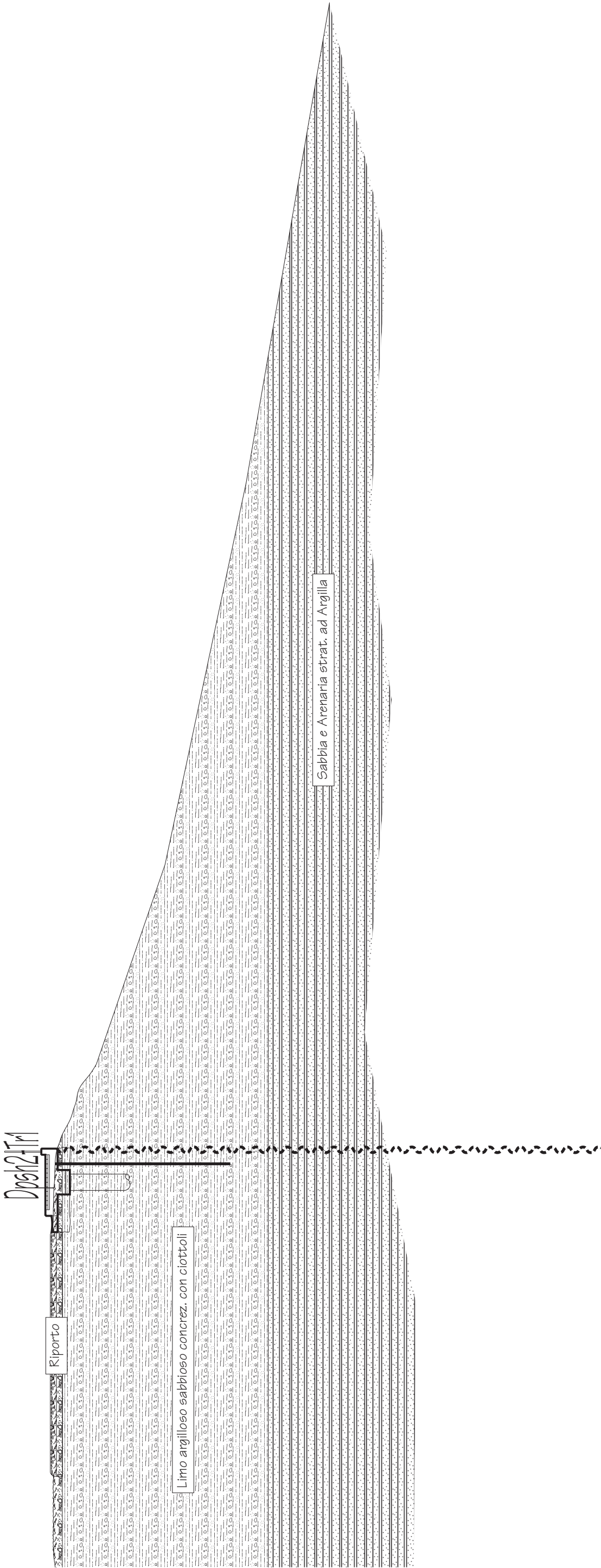
Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

SEZIONE GEOLOGICA C-C
rapp. 1:100



— SudEst

NordOvest —



SEZIONE GEOLOGICA G-G
rapp. 1:100



— SudEst

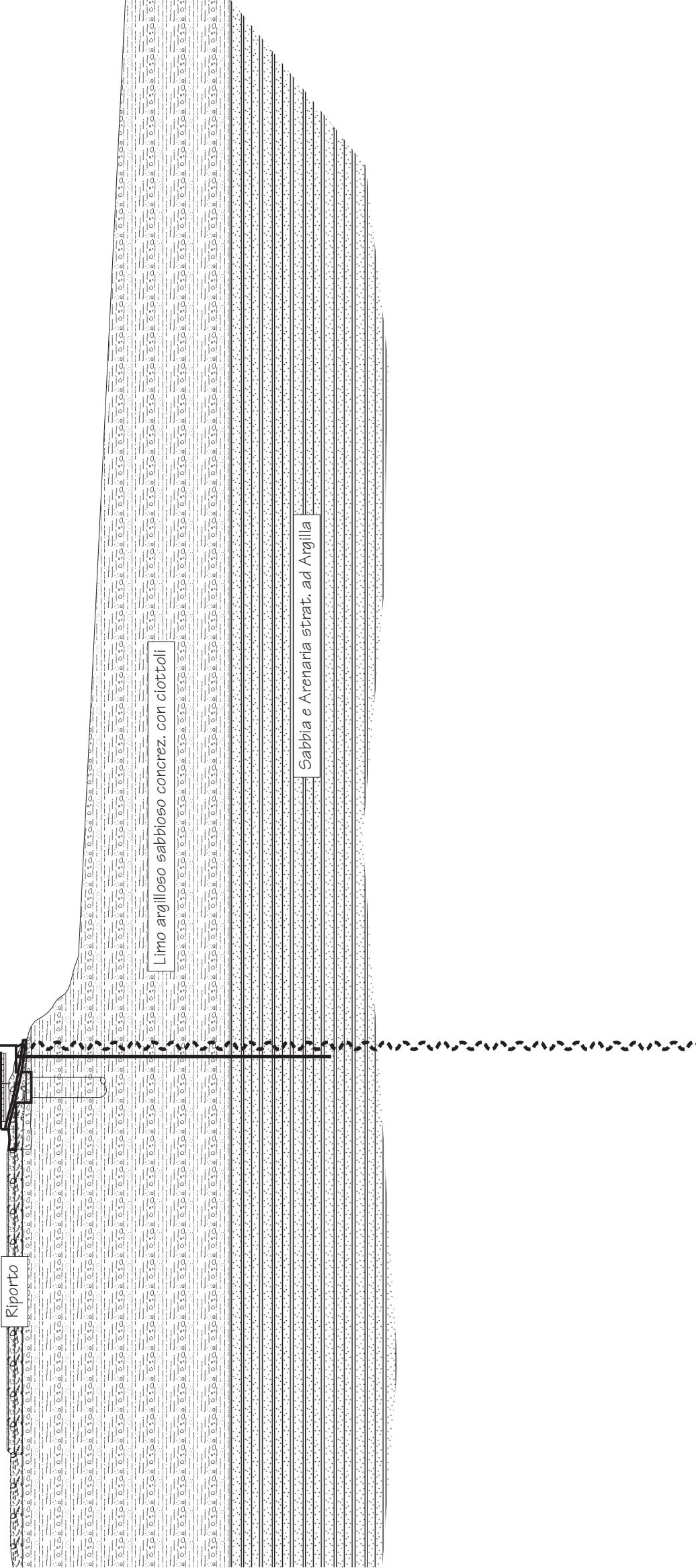
NordOvest —

Dogni-T2

Riporto

Limo argilloso sabbioso concrez. con ciottoli

Sabbia e Arenaria strat. ad Argilla



STABGM Version 9.85 (MS-DOS)
Slope Stability Analysis of Reinforced Slopes
Bishop's Modified Method and/or Ordinary Method of Slices

VERIFICA STABILITA'

condizioni statiche a lungo termine e condizioni di Stato limite di prevenzione del Collasso SLC
(Stato Limite Ultimo)

Coltre in assenza di falda versante "S.P. Fonte di Mare"

CONTROL DATA

NUMBER OF SPECIFIED CENTERS	0	
NUMBER OF DEPTH LIMITING TANGENTS	0	
NUMBER OF VERTICAL SECTIONS	10	
NUMBER OF SOIL LAYER BOUNDARIES	3	
NUMBER OF PORE PRESSURE LINES	0	
NUMBER OF POINTS DEFINING COHESION PROFILE	0	
NUMBER OF REINFORCING LAYERS	0	
SEISMIC COEFFICIENTS, S1, S2	0.00	0.00
UNIT WEIGHT OF WATER	1.00	

SEARCH IS BASED ON BISHOP MODIFIED METHOD, SEARCH STARTS AT CENTER (60.0,-155.0) WITH FINAL GRID OF 10.0. ALL CIRCLES PASS THROUGH THE POINT (59.0, 41.0)

GEOMETRY

SECTIONS	-300	0.0	55.0	71.0	137.0	194.0	198.0	211.0	261.0	600
T. CRACKS	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
W IN CRACK	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
BOUNDARY 1	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
BOUNDARY 2	41.0	41.0	38.0	41.0	49.5	50.0	60.0	67.5	73.5	89.5
BOUNDARY 3	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500

SOIL PROPERTIES

LAYER	COHESION	FRICTION ANGLE	DENSITY
1	0.32	19°	1.9
2	1.92	19°	2.0

VERIFICA STABILITA'

condizioni statiche a lungo termine e condizioni di Stato limite di prevenzione del Collasso SLC
(Stato Limite Ultimo)

Coltre in assenza di falda versante "S.P. Fonte di Mare"

NUMBER	TANGENT	RADIUS	(X)CENTER	(Y)CENTER	FS(BISHOP)	FS(OMS)	dFS(BS)
1	41.0	196.0	60.0	-155.0	3.150	3.130	0.000
2	41.9	196.9	40.0	-155.0	4.382	4.339	0.000
3	41.0	216.0	60.0	-175.0	3.173	3.154	0.000
4	42.1	197.1	80.0	-155.0	4.098	4.083	0.000
5	41.0	176.0	60.0	-135.0	3.161	3.141	0.000
6	41.2	196.2	50.0	-155.0	3.686	3.655	0.000
7	41.0	206.0	60.0	-165.0	3.157	3.138	0.000
8	41.3	196.3	70.0	-155.0	3.763	3.744	0.000
9	41.0	186.0	60.0	-145.0	3.154	3.134	0.000
10	41.2	206.2	50.0	-165.0	3.725	3.695	0.000
11	41.3	206.3	70.0	-165.0	3.726	3.708	0.000
12	41.3	186.3	70.0	-145.0	3.802	3.783	0.000
13	41.2	186.2	50.0	-145.0	3.651	3.619	0.000

F.S. MINIMUM = 3.150 FOR THE CIRCLE OF CENTER (60.0,-155.0)

STABGM Version 9.85 (MS-DOS)
Slope Stability Analysis of Reinforced Slopes
Bishop's Modified Method and/or Ordinary Method of Slices

VERIFICA STABILITA'

condizioni dinamiche e condizioni di Stato limite di prevenzione del Collasso SLC (Stato Limite Ultimo)
Coltre in assenza di falda versante "S.P. Fonte di Mare"

CONTROL DATA

NUMBER OF SPECIFIED CENTERS	0	
NUMBER OF DEPTH LIMITING TANGENTS	0	
NUMBER OF VERTICAL SECTIONS	10	
NUMBER OF SOIL LAYER BOUNDARIES	3	
NUMBER OF PORE PRESSURE LINES	0	
NUMBER OF POINTS DEFINING COHESION PROFILE	0	
NUMBER OF REINFORCING LAYERS	0	
SEISMIC COEFFICIENTS, S1, S2	0.089	0.089
UNIT WEIGHT OF WATER	1.00	

SEARCH IS BASED ON BISHOP MODIFIED METHOD, SEARCH STARTS AT CENTER (60.0,-165.0) WITH FINAL GRID OF 10.0. ALL CIRCLES PASS THROUGH THE POINT (59.0, 41.0)

GEOMETRY

SECTIONS	-300	0.0	55.0	71.0	137.0	194.0	198.0	211.0	261.0	600
T. CRACKS	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
W IN CRACK	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
BOUNDARY 1	31.0	31.0	32.0	37.0	45.0	45.5	51.5	56.5	65.0	81.5
BOUNDARY 2	41.0	41.0	38.0	41.0	49.5	50.0	60.0	67.5	73.5	89.5
BOUNDARY 3	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500

SOIL PROPERTIES

LAYER	COHESION	FRICTION ANGLE	DENSITY
1	0.32	19°	1.9
2	1.92	19°	2.0

VERIFICA STABILITA'

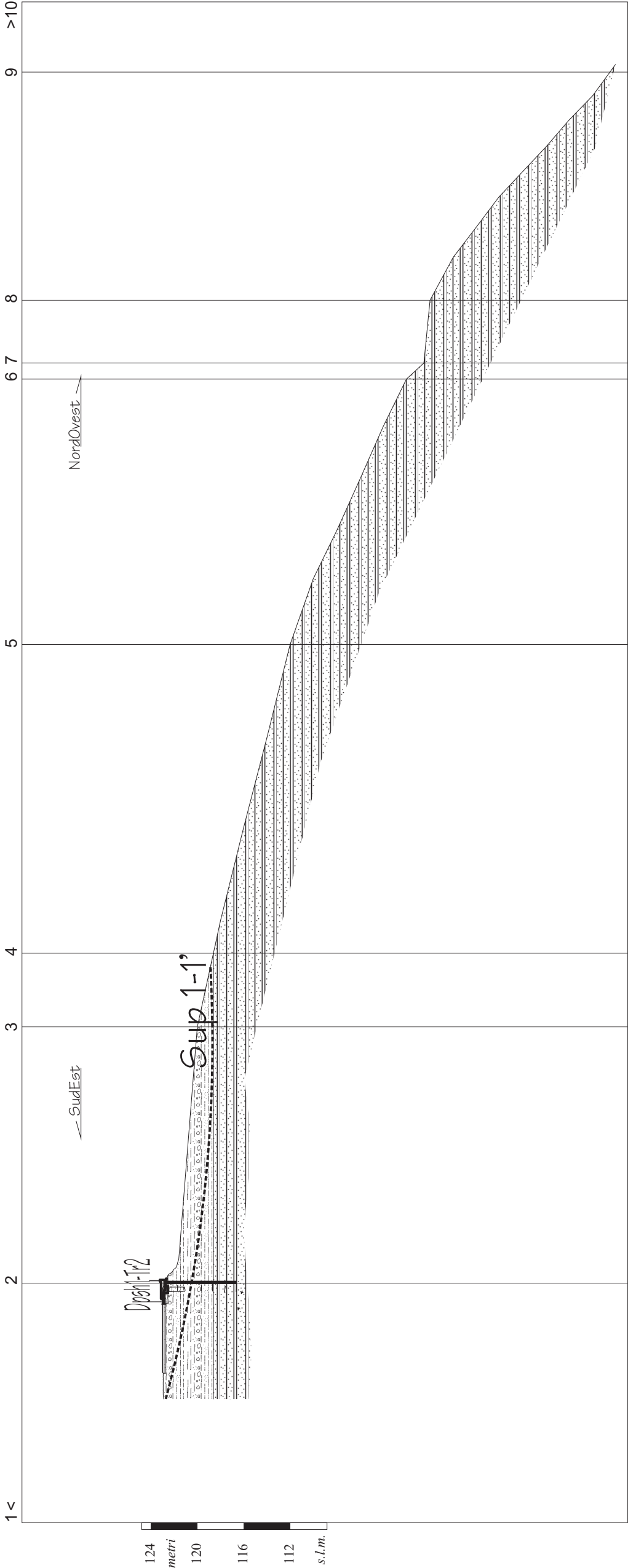
condizioni dinamiche e condizioni di Stato limite di prevenzione del Collasso SLC (Stato Limite Ultimo)
Coltre in assenza di falda versante "S.P. Fonte di Mare"

NUMBER	TANGENT	RADIUS	(X)CENTER	(Y)CENTER	FS(BISHOP)	FS(OMS)	dFS(BS)
1	41.0	206.0	60.0	-165.0	1.874	1.880	0.000
2	41.9	206.9	40.0	-165.0	2.369	2.360	0.000
3	41.0	226.0	60.0	-185.0	1.879	1.886	0.000
4	42.1	207.1	80.0	-165.0	2.526	2.533	0.000
5	41.0	186.0	60.0	-145.0	1.883	1.888	0.000
6	41.2	206.2	50.0	-165.0	2.121	2.119	0.000
7	41.0	216.0	60.0	-175.0	1.875	1.882	0.000
8	41.3	206.3	70.0	-165.0	2.259	2.264	0.000
9	41.0	196.0	60.0	-155.0	1.876	1.882	0.000
10	41.2	216.2	50.0	-175.0	2.129	2.128	0.000
11	41.3	216.3	70.0	-175.0	2.233	2.238	0.000
12	41.3	196.3	70.0	-155.0	2.287	2.292	0.000
13	41.2	196.2	50.0	-155.0	2.113	2.111	0.000

F.S. MINIMUM = 1.874 FOR THE CIRCLE OF CENTER (60.0,-165.0)

SEZIONE DI STABILITA' GRAVITATIVA

Scala 1:400



LEGENDA

LIMO ARGILLOSO SABBIOSO concrez. con ciottoli
(Coltre)

SABBIA e ARENARIA strat. ad ARGILLA
(Form. marina)

Superfici con minimo fattore di stabilità gravitativa "fs"

<p>Dott. Massimo Basili GEOLOGO Via Fratte, 73 63821 PORTO SANT'ELPIDIO (FM) tel.0734.992797 fax.0734.998677 e-mail: info@studiogeologiabasili.it pec:basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it</p>	<p>Oggetto: <i>Indagine sismica a stazione singola</i></p> <p>Località: <i>Strada Provinciale Fonte di Mare, Sant'Elpidio a Mare (FM)</i></p> <p>Data esecuzione rilievo: <i>13 Ottobre 2014</i></p> <p>Committente: <i>Amministrazione Comunale di Sant'Elpidio a Mare</i></p>
--	--

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Progetto per la realizzazione di un camminamento pedonale ed illuminazione di un tratto della S. P. Fonte di Mare, sita in località Cascinare, nel comune di Sant'Elpidio a Mare (FM).

Porto Sant'Elpidio, 21 Ottobre 2014

il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)



INDICE

PREMESSA	pag. 1
STRUMENTAZIONE IMPIEGATA	pag. 3
TERRENI	pag. 3
Procedura di analisi dati per stazione singola H/V	pag. 3
Stazione Tr2	pag. 4
APPENDICE	pag. 8
Oggetto della misura: Il microtremore sismico ambientale	pag. 8
La tecnica impiegata: Cenni storici	pag. 9

PREMESSA

Lo scopo di questa indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la ricostruzione della profondità del locale sub-strato geologico (o meglio bedrock geofisico). Con tale metodo viene stimata la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_{s30}) come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008. L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V. La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

-la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare manufatti aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi in caso di sisma;

-la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In quanto risulterà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;

-la **velocità media delle onde di taglio V_s e V_{s30}** calcolata tramite un

apposito codice di calcolo. E' necessario in questo caso, per l'affidabilità del risultato conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio geognostico ecc..) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la Vs30 e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dal DM 14/01/08;

-la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 mt. di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 mt. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Le misure di microtremore ambientale sono state eseguite per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (Tromino®, *Micromed spa*) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati secondo le direzioni NS, EW e verticalmente, ad alta definizione, alimentato a batterie, senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alle frequenze di campionamento di 128 Hz.

Sui terreni di sedime è stata condotta, in data *13 Ottobre 2014*, un'indagine geofisica attraverso l'acquisizione di n.2 registrazioni a stazione singola, denominate Tr1 e Tr2 ubicate sul terreno di sedime (vedi Planimetria Tav3, allegata), mentre è stata elaborata solo la Tr2 in quanto ritenuta scientificamente maggiormente significativa, perché nel caso specifico, data la presenza di sedimenti grossolani compattati presenti attualmente sulla porzione superficiale della sede stradale, la prima prova ha avuto una registrazione cosiddetta in "inversione" e pertanto è stata trascurata.

Procedura di analisi dati per stazioni singole H/V

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero si ricava la curva H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), secondo i seguenti parametri:

- > larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- > lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari a 10% della frequenza centrale,
- > rimozione dei transetti sulla serie temporale degli H/V.

La curva H/V viene riprodotta creando una serie di modelli sintetici (*che*

contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato), fino a considerare per buono il modello teorico più vicino alle curve sperimentali. Tale operazione è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo che può essere la profondità, nota tramite prove dirette (prova penetrometrica eseguita in situ), di un riflettore sismico il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V (Castellaro e Mulargia, 2008) o la velocità delle onde di taglio (V_s) del primo strato nota da altre indagini. Nel caso specifico si sono ottenuti i seguenti risultati:

Stazione Tr2

In Figura 1 sono riprodotti gli spettri dei singoli canali N-S, E-W e componente verticale registrati sul lotto oggetto di studio.

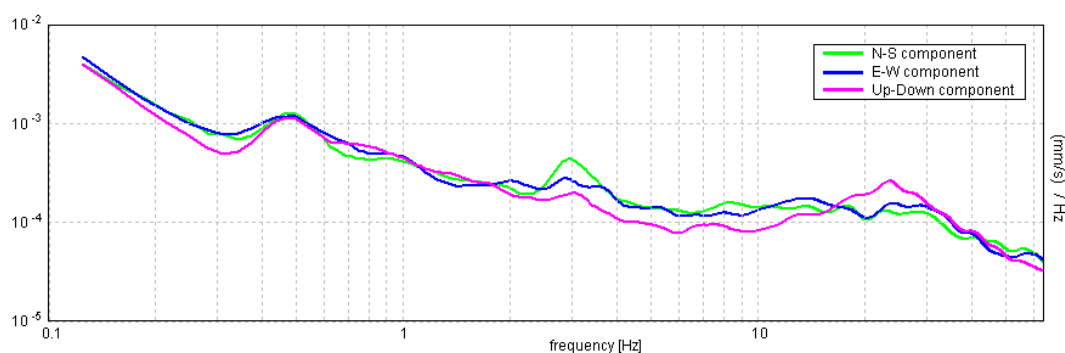


figura 1

In Figura 2 è riprodotta la curva H/V teorica derivante dal modello di sottosuolo di Figura 3, sovrapposta alla curva H/V sperimentale registrata nel sito in oggetto. Si osserva una buona congruenza tra le due curve.

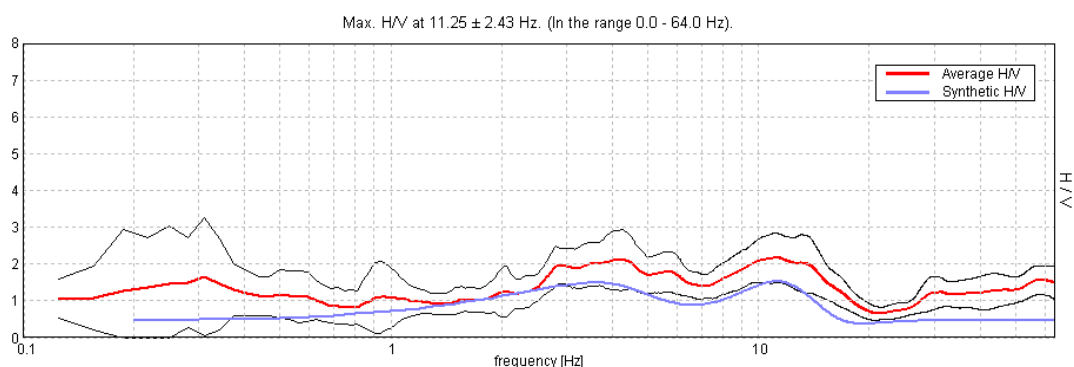


figura 2. Confronto tra la curva H/V sperimentale relativa al sito in oggetto (media in rosso e intervallo di confidenza al 95% in nero) e la curva H/V teorica ottenuta per il modello di sottosuolo di Tabella 1

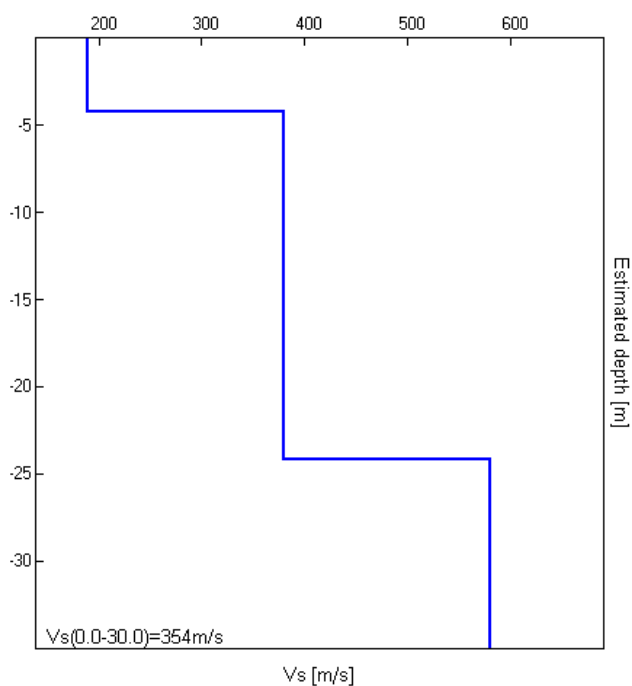


figura 3. Modello di velocità delle onde di taglio per il sito in oggetto.

Profondità	Spessore (m)	Vs (m/s)	Coefficiente di Poisson
4.20	4.20	189	0.35
24.20	20.00	380	0.45
74.20	50.00	580	0.35
inf.	0.00	640	0.45

tabella 1. Modello di sottosuolo per il sito in oggetto.

E' stato quindi possibile stimare la Vs30, tramite la formula:

$$\hat{V}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}}$$

dove:

v_s = valore di velocità delle onde di taglio (m/s)

H = profondità (m) alla quale si desidera stimare v_s (30 metri in caso di v_{s30})

h_i = spessore dello strato i – esimo (m)

la velocità delle onde Vs a 30 mt dal piano di fondazione, come esplicitamente richiesto dalle **Norme Tecniche per le Costruzioni**, D.M. 14/01/2008, nel caso specifico è stata calcolata a partire dall'attuale piano campagna, alla base della fondazione superficiale da realizzare, ottenendo:

$$V_s(0.0-30.0) = 354 \text{ m/s}$$

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto Sesame (linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri, si osserva quindi che il picco a 11.25 Hz soddisfa i criteri e va pertanto assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

Max. H/V at 11.25±2.39 Hz (in the range 0.0-64.0 Hz).			
Criteria for a reliable HVSR curve (tutti e tre dovrebbero essere verificati)			
$f_0 > 10 / L_w$	11.25 > 0.50	OK	
$nc(f_0) > 200$	7875.0 > 200	OK	
$sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 541 times	OK	
Criteria for a cleare HVSR peak (almeno 5 su sei dovrebbero essere verificati)			
Exists f- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f-) < A_0 / 2$	-1.0 Hz		NO
Exists f+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f+) < A_0 / 2$	17.438 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.20 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$	0.10293 < 0.05		NO
$sf < e(f_0)$	1.15798 < 0.5625		NO
$sA(f_0) < q(f_0)$	0.3134 < 1.58	OK	

Nel caso specifico, quindi, per il lotto in oggetto è stato determinato, attraverso l'esecuzione dell'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, un valore di $V_{s_{30}}$ di **354 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata e tenendo conto anche delle risultanze delle prove geotecniche eseguite in situ, il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 14/01/08) ad una **"categoria di suolo di tipo "C"**, ovvero depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente 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 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e

$70 < Cu_{30} < 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina).

Nella valutazione della categoria di suolo e nell'approccio alla progettazione strutturale della struttura in questione, non vanno comunque trascurate le informazioni acquisite con l'indagine sismica circa la frequenza di risonanza del sito. Infatti nel caso specifico, trascurando le frequenze superiori a 10 Hz da considerarsi ingegneristicamente non significative, è stata individuata una **frequenza caratteristica di risonanza del terreno compresa tra 9 e 10 associata ad altre due piuttosto evidenti e più profonde a 6 Hz e 4 Hz**, a significare che il terreno in questione amplifica le onde di superficie (ed in misura leggermente diversa quelle S) a quella frequenza rispetto all'imput su bedrock di riferimento. Ovviamente sarà cura del progettista, al fine di evitare pericolosi fenomeni di doppia risonanza in caso di sisma, progettare una struttura con frequenze fondamentali di oscillazione lontane (superiori per un fattore di moltiplicazione di almeno 1.4, o meglio, minori) da quelle tipiche del terreno nel sito specifico di edificazione, anche se, nel caso specifico, trattandosi di un marciapiede si ritiene non vi siano problemi alcuni sia di tipo sismico che di amplificazione sismica

Porto Sant'Elpidio, 21 Ottobre 2014

il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)


APPENDICE

TECNICHE DI INVERSIONE PER MISURE A STAZIONE SINGOLA

Oggetto della misura: il microtremore sismico ambientale

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato, oltre che dall'attività dinamica terrestre, dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti nel campo vicino. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nelle zone in cui non è presente alcuna sorgente di rumore locale e in assenza di vento, lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso e pianeggiante presenta l'andamento illustrato in Figura 27. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie o anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

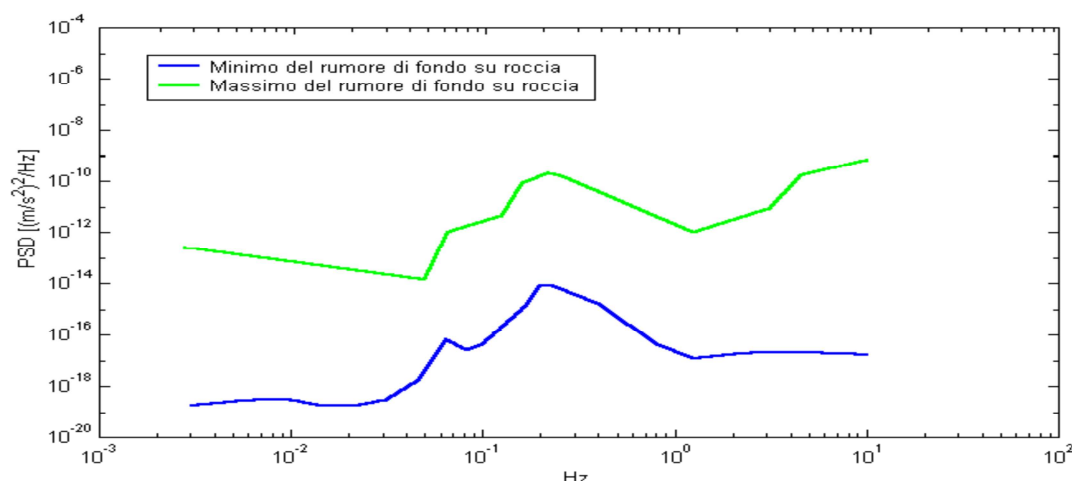


Figura 27. Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra secondo il servizio geologico statunitense (USGS). Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

La tecnica impiegata. Cenni storici.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo a partire dagli spettri del rumore sismico registrati in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è la tecnica dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), applicata da Nogoshi e Igarashi (1970).

Il metodo fu in seguito reso popolare principalmente da Nakamura (1989) come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale. Mentre su

questo punto non è ancora stato raggiunto consenso, è invece ampiamente riconosciuto che la curva H/V è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli e, tramite opportuna inversione, delle profondità dei substrati rocciosi sotto le coperture sedimentarie.

Studi recenti hanno dimostrato che ulteriori picchi a frequenza maggiori di quelle del bedrock sono riconducibili a contrasti di impedenza interni alla copertura sedimentaria e picchi a frequenze minori di quella del bedrock sono invece riconducibili a contrasti di impedenza interni al bedrock stesso. Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo H/V può essere usato come strumento stratigrafico.

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente semplici in un sistema bistrato del tipo sedimenti + bedrock in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). In questi casi la profondità h della discontinuità sismica viene ricavata tramite la formula semplice della risonanza $h = V / (4 f_r)$ o, al più, tramite la formula [1] in cui V_0 è la velocità al tetto dello strato, x un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione ecc.) e f_r la frequenza fondamentale di risonanza (cf. ad esempio Ibs-Von Seht e Wohlenberg, 1999).

$$h = \left[\frac{V_0(1-x)}{4f_r} + 1 \right]^{\frac{1}{x-1}} - 1 \quad [1]$$

Nei sistemi multistrato, teoricamente l'effetto di risonanza è sommabile, ma non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando l'equazione [1]. L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V, che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici, nei casi reali, sfrutta la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V misurati con quelli 'sintetici', cioè con quelli calcolati relativamente ad un modello. L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini. I modelli sintetici di inversione impiegati in questo lavoro partono dalla modellizzazione del campo d'onde superficiali (onde di Rayleigh e Love) in sistemi multistrato (Aki, 1964; Ben-Menahem e Singh, 1981). L'inversione delle curve H/V per ottenere un profilo di V_s è possibile a patto di disporre di un punto di taratura (es. penetrometria o sondaggio) che fornisca la profondità di un riflettore - anche molto superficiale - riconoscibile nella curva H/V oppure a patto di conoscere la V_s del primo strato a partire da tecniche indipendenti (Castellaro e Mulargia, 2008).



foto 1: esecuzione prova penetrometrica dinamica super-pesante Dpsh1



foto 2: esecuzione prova penetrometrica dinamica super-pesante Dpsh2



foto 3-4: litotipo "a" Limo argilloso sabbioso concrezionato con ciottoli riscontrato in affioramento a valle delle prove in situ eseguite.



foto 5: sedimenti sabbiosi appartenenti alla formazione marina arenacea (litotipo "b") riscontrati sulla punta penetrometrica dopo l'esecuzione delle prove in situ.



foto 7: area progetto, tratto compreso tra le progressive 108 e 342 mt.

foto 6, 8: esecuzione rilievo sismico passivo con tecnica HSRV e registrazione mediante tromografo digitale. Trace Tr1 e Tr2.