



**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE
MARCHE**

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI SCIENZE E INGEGNERIA DELLA MATERIA,
DELL'AMBIENTE ED URBANISTICA (SIMAU)

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

*Problematiche geotecniche che interessano i viadotti
esistenti*

Geotechnical issues in existing viaducts

Relatore:

Dott.ssa Ing. Viviene Marianne Esther Fruzzetti

Candidato:

Pasquale Patriarca

Correlatore:

Dott. Ing. Paolo Ruggeri

Anno Accademico 2020-2021

Sommario

INTRODUZIONE	5
CAPITOLO 1	6
1 CASO STUDIO: VIADOTTO SENTE- LONGO	6
1.1 INQUADRAMENTO DELL'OPERA	6
1.2 CAMPAGNA DI INDAGINE 2021.....	9
1.2.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO.....	13
1.2.2 PROVE GEOFISICHE DI TIPO DOWN HOLE.....	15
1.2.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE IN FORO S.P.T.....	23
1.2.4 PROVE DI LABORATORIO.....	27
CAPITOLO 2	37
2 VULNERABILITÀ SISMICA E DA FRANA VIADOTTI ESISTENTI.....	37
2.1 VIADOTTO PER IL RACCORDO AUTOSTRADALE PERUGIA-AUTOSTRADA A1 (PERUGIA) 37	
2.2 VIADOTTO IMERA (SICILIA).....	44
CAPITOLO 3	56
3 LE NUOVE LINEE GUIDA DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI.....	56
3.1 LE CLASSI DI ATTENZIONE SECONDO LE NUOVE LINEE GUIDA MINISTERIALI	58
3.2 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA.....	60
3.2.1 CLASSE DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	60
3.2.2 CLASSE DI VULNERABILITÀ SISMICA.....	62
3.2.3 CLASSE DI ESPOSIZIONE SISMICA.....	66
3.2.4 DETERMINAZIONE CdA SISMICA	68
3.3 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE	69
3.3.1 STIMA DEL LIVELLO DI SUSCETTIBILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE	70
3.3.2 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ LEGATA AL RISCHIO FRANE	73
3.3.3 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE LEGATO AL RISCHIO FRANE	74
3.3.4 DETERMINAZIONE CdA ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE.....	76
3.4 APPLICAZIONE AL VIADOTTO SENTE	78
3.4.1 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA.....	78
3.4.2 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE	85
CAPITOLO 4	91
4 ELABORAZIONI SUL VIADOTTO SENTE – LONGO	91

4.1	CONTESTO GEOLOGICO.....	91
4.1.1	UNITÀ DI AGNONE.....	94
4.2	CONTESTO GEOMORFOLOGICO.....	95
4.3	RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA.....	98
4.4	MONITORAGGIO SATELLITARE.....	101
4.5	MONITORAGGIO A TERRA.....	105
4.5.1	MONITORAGGIO PIEZOMETRICO.....	106
4.5.2	MONITORAGGIO INCLINOMETRICO.....	108
	CONCLUSIONI.....	111
	BIBLIOGRAFIA.....	113
	SITOGRAFIA	113

INTRODUZIONE

Il presente lavoro di tesi tratta il caso del dissesto che ha interessato il “*Viadotto Sente-Longo*” ubicato al confine tra Abruzzo e Molise e che ha visto, di recente, l’esecuzione di una campagna di indagine propedeutica all’analisi di stabilità del sito, alla valutazione della sicurezza dell’opera e alla progettazione degli interventi di consolidamento da porre in atto; attualmente la strada è chiusa al traffico. La campagna di indagini geognostiche, geofisiche e prove geotecniche in situ, realizzata su incarico di ANAS S.P.A. dall’azienda GIT SERVICE S.R.L., ha visto la mia partecipazione nell’ambito dell’attività di tirocinio pre-laurea svolto in Azienda sotto la supervisione del Dott. Geol. Franco Tesone; di tali indagini si riferirà nel seguito.

Il lavoro di tesi ha considerato le “*Nuove Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*” emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti nel 2020 e alcuni articoli scientifici presenti nella letteratura di settore.

Le Nuove Linee Guida prevedono di considerare una serie di rischi rilevanti per l’analisi delle infrastrutture esistenti, tra cui il rischio sismico, il rischio frane e il rischio idraulico oltre agli aspetti strutturali e fondazionali.

Le questioni presenti in letteratura e su cui ci si è soffermati rientrano nel tema più generale degli “effetti dell’interazione terreno-struttura” sui viadotti esistenti, quali la vulnerabilità sismica e da frana di tali opere, nonché interessanti riflessioni sugli schemi statici più appropriati da adottare per l’analisi di sicurezza delle opere in relazione alla tipologia di fondazioni presenti. Per la valutazione della pericolosità da frana di estrema utilità risultano essere i sistemi di monitoraggio da terra e da satellite come quelli utilizzati nel noto caso del “*Viadotto Imera*” in Sicilia.

Da parte mia, quindi, il tentativo di applicare alcuni dei passi previsti nell’approccio metodologico delineato dalle recenti Linee guida per il caso studio del Viadotto Sente relativamente alla fase conoscitiva; tra queste la ricostruzione di un profilo stratigrafico longitudinale all’opera sulla base dei risultati dei sondaggi e delle prove geotecniche di cui disponevo e la ricerca di informazioni disponibili sulle banche dati pubbliche (Ispra, Geoportale Nazionale, Idrogeo).

CAPITOLO 1

1 CASO STUDIO: VIADOTTO SENTE- LONGO

1.1 INQUADRAMENTO DELL'OPERA

Il viadotto Sente-Longo si trova lungo la S.P. 86 "Istonia", nei comprensori comunali di Belmonte del Sannio (IS) e Castiglione Messer Marino (CH), al confine tra la regione Molise e la regione Abruzzo (Figura 1).

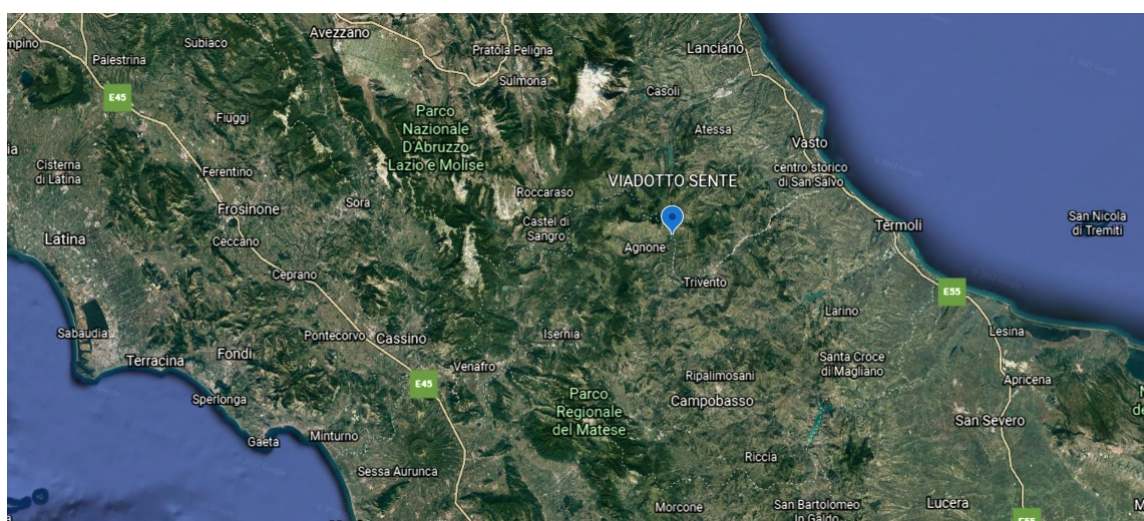


Figura 1: inquadramento geografico

Il viadotto Sente – Longo ha una lunghezza totale di 1200 metri e un'altezza massima di 185 metri ed è costituito da una parte principale metallica con impalcato continuo a piastra ortotropa. Le quattro campate di luce 120 m, 200 m, 200 m e 120 m, poggiano su pile pluricellulari a calice, che raggiungono un'altezza pari a 175 metri e consentono lo scavalco della gola del torrente Sente. La rimanente parte del viadotto è costituita da ordinari impalcati a quattro travi in c.a.p., poggianti su pile a stampella di altezza variabile da 10 a 50 metri. Edificato tra il 1974 ed il 1977 per migliorare il collegamento tra Molise ed Abruzzo, ad oggi il viadotto Sente – Longo resta una delle opere strutturali più imponenti e fra i ponti stradali più alti d'Europa.



Figura 2: viadotto Sente - Longo

Dal 18 settembre 2018 con ordinanza provinciale il Viadotto è stato chiuso al traffico per motivi di sicurezza. Ispezioni dell'opera hanno evidenziato, oltre a varie carenze strutturali, anche un movimento franoso che ha provocato una rotazione alla base delle pile a nord del viadotto, in particolar modo la pila 8 a sostegno degli impalcati in c.a.p., con conseguente spostamento in testa superiore ai 40 cm e pericolo di perdita d'appoggio dell'impalcato.



Figura 3: spostamento in testa pila 8

Il progetto di consolidamento, ancora in corso di definizione, prevede la realizzazione di una coronella di pali a rinforzo del pozzo di fondazione esistente e il ripristino degli appoggi:



Figura 4 : progetto di consolidamento

Oltre a varie carenze strutturali, il viadotto Sente-Longo è interessato anche da un movimento franoso che ha provocato una rotazione alla base delle pile nella parte nord del viadotto a sostegno degli impalcati in c.a.p., con conseguente apertura dei giunti sulla piattaforma stradale motivo per il quale il viadotto è stato chiuso al traffico.



Figura 5: apertura del giunto sulla piattaforma stradale

1.2 CAMPAGNA DI INDAGINE 2021

Nel presente paragrafo si espongono brevemente i risultati di una recente campagna di indagini geognostiche, geofisiche e prove geotecniche in situ, realizzata su incarico di ANAS S.p.A., nell'ambito del progetto: LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL VIADOTTO SENTE LONGO LUNGO LA S.P. 86 "ISTONIA", nei comprensori comunali di Belmonte del Sannio (IS) e Castiglione Messer Marino (CH).

Il piano di indagini è stato redatto sulla base delle conoscenze geologiche di base e delle specifiche esigenze progettuali. Le finalità dell'approfondimento di indagini sono le seguenti:

- Ricostruzione stratigrafica, caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni e delle formazioni litoidi, ai fini del dimensionamento delle opere;
- Definizione di un piano di monitoraggio geomorfologico dei dissesti gravitativi segnalati nell'area di imposta della nuova opera.

Trattandosi di indagini in fase di progetto, le indagini geotecniche sono finalizzate ad ottenere tutti i dati riguardanti la costituzione del sottosuolo e la condizione della falda necessari ai fini di un'adeguata valutazione delle proprietà principali del sottosuolo e dei valori caratteristici dei parametri da utilizzare nei calcoli di progetto. Le indagini geotecniche sono state programmate in funzione del tipo di opera o di intervento previsto e sono estese al volume significativo di terreno.

L'attività d'indagine è stata eseguita da luglio 2021 a novembre 2021 ed è stata l'oggetto della mia esperienza di tirocinio.

Sono stati eseguiti/e:

- n. 12 sondaggi geognostici a carotaggio continuo spinti a profondità comprese tra -17.80 m e -45.00 m dal p.c.;
- n. 1 sondaggio verticale a distruzione di nucleo spinto alla profondità di -20.00 m dal p.c.;
- n. 6 fori di sondaggio sono stati condizionati con tubo in PVC per prova sismica in foro;
- n. 3 fori di sondaggio sono stati condizionati con piezometro a tubo aperto;
- n.1 foro di sondaggio è stato condizionato con piezometro di Casagrande;
- n. 3 fori di sondaggio sono stati condizionati con tubo inclinometrico;

- prelievo di n. 16 campioni rimaneggiati di terreno inviati al laboratorio;
- prelievo di n. 6 campioni indisturbati di terreno inviati al laboratorio;
- prelievo di n. 26 spezzoni di carota in roccia inviati al laboratorio;
- n. 16 prove penetrometriche standard in foro SPT;
- n. 6 prospezioni sismiche down hole;
- n. 1 indagine sismica a rifrazione.

L'attività di indagine è stata eseguita a ridosso del confine tra la regione Abruzzo e la regione Molise, a cavallo delle province di Chieti e Isernia, sulle spalle e sui versanti sottostanti il viadotto Sente-Longo, lungo la S.P. 86 "Istonia".

I sondaggi geognostici a carotaggio continuo sono stati programmati ed eseguiti allo scopo di indagare dal punto di vista litostratigrafico e geotecnico il versante, eseguire prove penetrometriche standard in foro (SPT) per definire lo stato di addensamento e/o consistenza dei depositi e prelevare campioni di terreno e di roccia, da inviare al laboratorio geotecnico per la caratterizzazione fisica e meccanica. Allo scopo di caratterizzare le varie formazioni litologiche affioranti nell'area in esame, determinare gli spessori delle coperture oltre che il valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (V_{seq}) e la conseguente categoria di sottosuolo, ai sensi del D.M. 17/01/2018, è stata eseguita una campagna di indagine geofisica con l'esecuzione di n. 6 prospezioni sismiche in foro down hole e un profilo sismico a rifrazione. Il piano di indagine contemplava l'esecuzione di n. 12 sondaggi a carotaggio da eseguire in corrispondenza della spalla meridionale del viadotto, nel comprensorio comunale di Belmonte del Sannio (IS), in corrispondenza della spalla settentrionale, nel comprensorio comunale di Castiglione Messer Marino (CH), e a ridosso della base delle 10 pile che costituiscono il viadotto. Inoltre, alla base della Pila 7 è stato eseguito anche un sondaggio a distruzione di nucleo.

Allo scopo di monitorare i movimenti di versante lunga la verticale del foro, a ridosso della base della Pila 6 e della Pila 7 i fori di sondaggio sono stati condizionati con n. 3 tubi inclino metrici estesi fino alla profondità di 30 m dal p.c.

Allo scopo di monitorare l'oscillazione stagionale della falda acquifera n. 4 fori di sondaggio sono stati condizionati con tre piezometri a tubo aperto e con un piezometro di Casagrande.

Questo piano d'indagine è propedeutico alla valutazione della sicurezza del viadotto ed è necessario per la predisposizione di un intervento sull'opera idoneo alla sua riapertura in sicurezza; di seguito si riporta la pianta delle fondazioni con le ubicazioni dei vari sondaggi effettuati alle spalle del viadotto e a ridosso delle dieci pile che lo costituiscono:

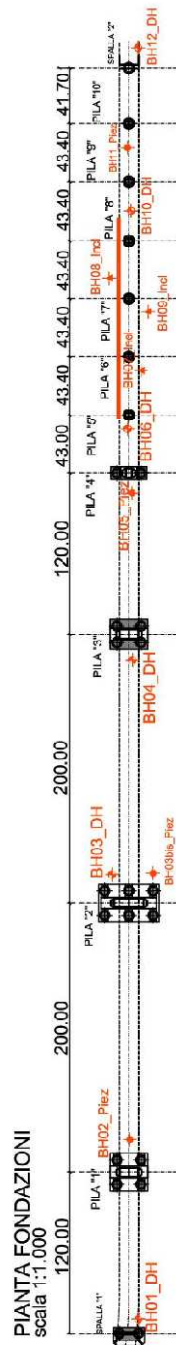
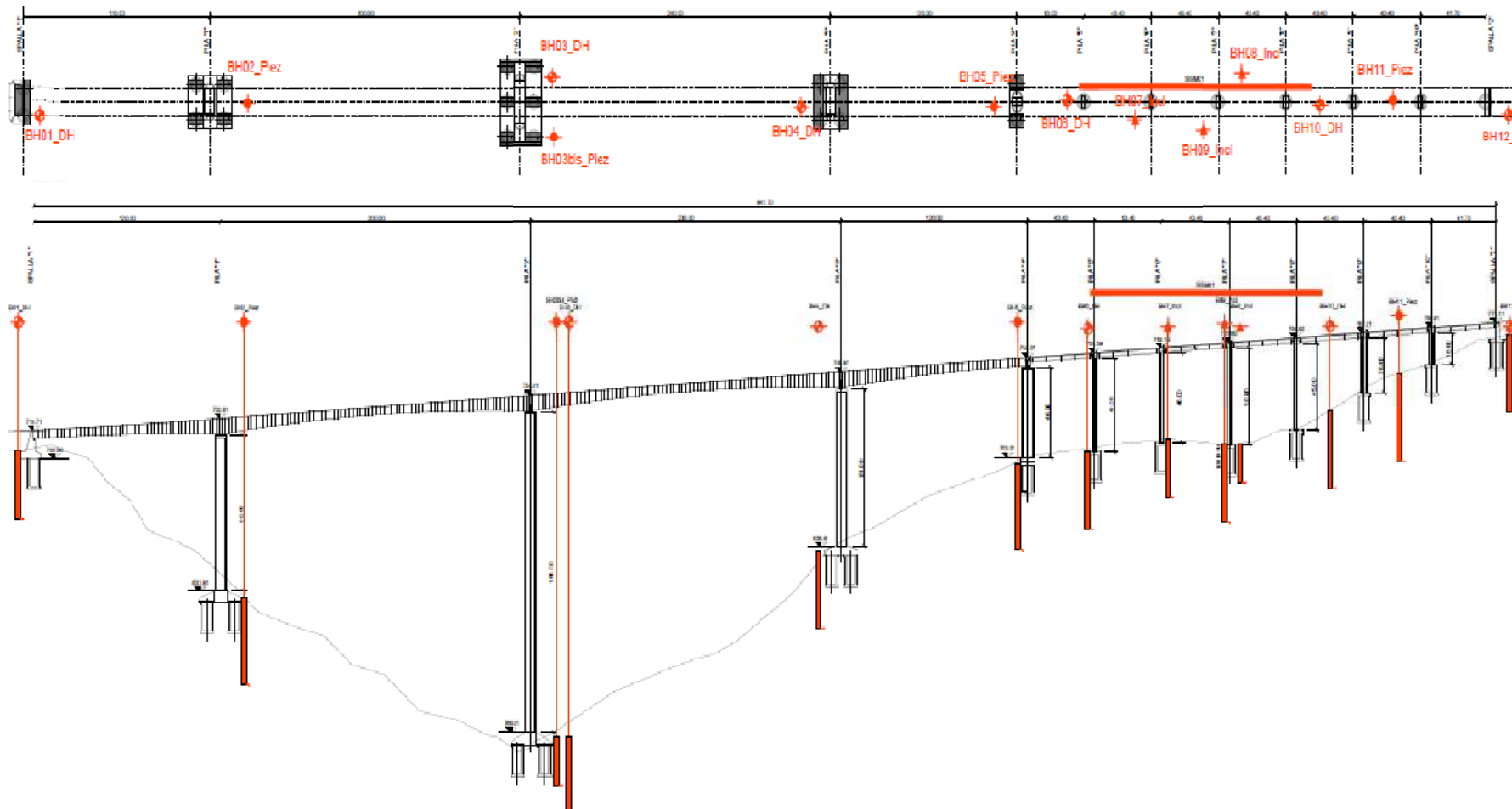


Figura 6: pianta delle fondazioni vista dall'alto con relativo piano d'indagine



1.2.1 SONDAGGI A CAROTAGGIO CONTINUO

Allo scopo di caratterizzare da un punto di vista litostratigrafico i siti di indagine sono stati eseguiti n. 12 sondaggi ad andamento verticale di profondità comprese tra -17,80 m e -45 m dal p.c. La metodica è stata quella della perforazione a carotaggio continuo, al fine di ottenere una precisa visione delle litologie attraversate e una buona conservazione delle carote estratte, nonostante il disturbo laterale dovuto alla rotazione.



Figura 7: immagine di cantiere durante la realizzazione dei sondaggi

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati annotati sistematicamente dal geologo presente in cantiere, i caratteri granulometrici, la consistenza e/o addensamento (definiti dalle misure con penetrometro tascabile e dalle Prove Penetrometriche Standard in foro SPT), il colore dei terreni e dei depositi rocciosi attraversati oltre alla composizione mineralogica macroscopica.

La perforazione conformemente alla natura dei terreni attraversati è avvenuta mediante metodo tradizionale, con l'impiego di un carotiere semplice di lunghezza 1,5 m e/o 3,0 m, diametro 101 mm, con corona in widia e batteria di aste del diametro di 76 mm. In corrispondenza di depositi ben litificati e nei tratti in roccia, la perforazione è avvenuta mediante l'impiego di carotiere doppio T6 con corona policristallina del diametro di 101 mm.



Figura 8: cassetta catalogatrice carote di terreno

1.2.2 PROVE GEOFISICHE DI TIPO DOWN HOLE

Per quanto riguarda le indagini sismiche down hole effettuate, si espongono di seguito le modalità d'esecuzione della fase d'acquisizione dei dati sperimentali e le metodologie interpretative nei fori di sondaggio BH01_DH, BH03_DH, BH04_DH, BH06_DH, BH10_DH e BH12_DH.

Lo scopo della prospezione sismica è la caratterizzazione dinamica dei terreni attraverso il parametro della velocità sismica delle onde P, delle onde SH e la definizione del valore delle $V_{s,eq}$, utile per la classificazione dei terreni di fondazione nelle categorie previste dalle NTC2018:

Tabella 1: categorie di sottosuolo secondo le NTC 2018

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <i>velocità delle onde di taglio</i> 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 , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, <i>con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

La strumentazione impiegata consiste in:

- n. 1 sismografo M.A.E. A 6000 S 24 canali, trattamento segnale a 24 bit;
- n. 1 tripletta di geofoni dotata di sistema di ancoraggio pneumatico;
- n. 1 geofono starter;
- massa battente da 10 Kg.;
- traversina in legno.



Figura 9: immagine di cantiere realizzazione prova down hole

Lo scopo dell'indagine è determinare la velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde SH), calcolando il tempo ad esse necessario per raggiungere il geofono ricevitore (all'interno del foro di sondaggio) dalla zona sorgente (su piano campagna a distanza nota dal foro). Si suppone che il volume di terreno interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo ed isotropo.

La prova consiste nel produrre in superficie sollecitazioni verticali per la generazione di onde di compressione P, ed orizzontali per la generazione di onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH, e nel registrare l'istante di primo arrivo del treno d'onda ad un sistema composto da una terna di geofoni, ancorati a profondità nota nel foro di sondaggio. Le registrazioni sismiche all'interno del foro sono state eseguite con un'interdistanza fra le misure pari a 1,0 metro.

Conosciuta la distanza tra la sorgente ed i ricevitori e determinato il tempo di propagazione, è possibile stimare in maniera accurata la distribuzione delle velocità sismiche (P e SH) in corrispondenza della verticale di misura. Per generare le onde di compressione P è stata utilizzata una piastra di acciaio colpita verticalmente da una massa battente da 10 kg. Per le onde SH è stato invece utilizzata una traversina in legno

bloccata a terra mediante i pneumatici dell'auto e colpita orizzontalmente su entrambi i lati, in direzione perpendicolare alla congiungente foro-sorgente.

Il sistema energizzante adottato è in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza, con forme d'onda ripetibili e direzionali, vale a dire con la possibilità di ottenere prevalentemente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani orizzontali (ed eventualmente anche verticali). Come sistema di ricezione è stata utilizzata una tripletta di geofoni orientati. Due geofoni orizzontali e perpendicolari tra loro per acquisire le onde di taglio bidirezionali polarizzate nel piano orizzontale SH, ed un geofono verticale per acquisire le onde di compressione. L'aderenza tra i ricevitori e le pareti del tubo è stata garantita da un sistema di ancoraggio pneumatico. Il sistema d'acquisizione dati è di tipo multicanale ed è in grado di registrare su ciascun canale in forma digitale le forme d'onda e di conservarle su memoria di massa dinamica a 24 bit.

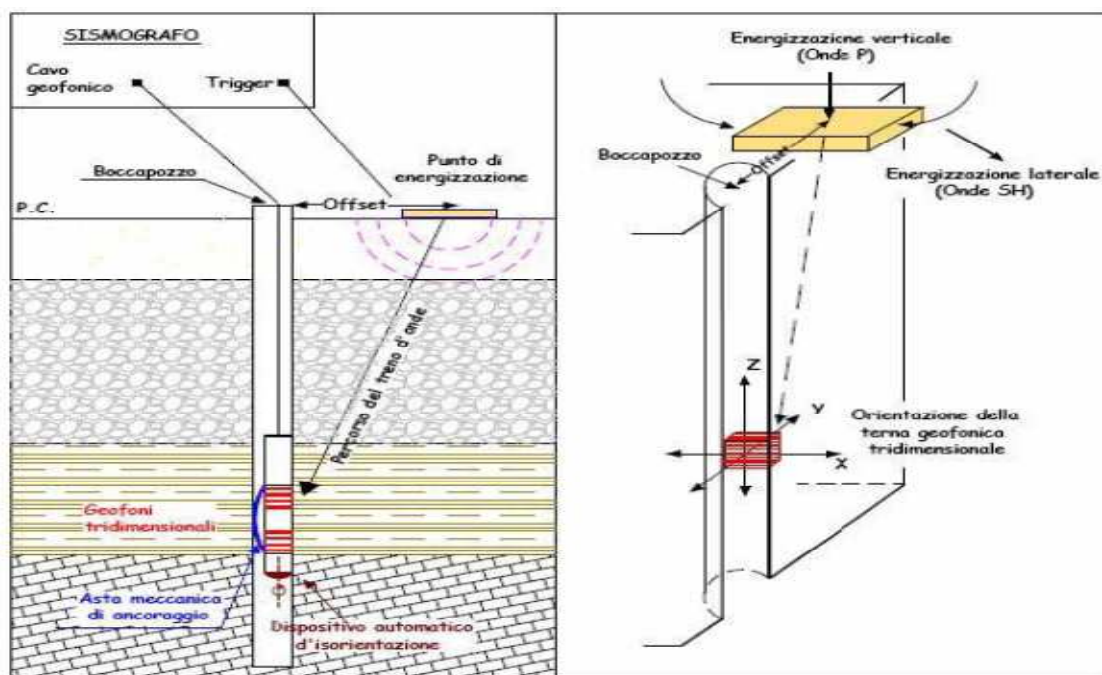


Figura 10: rappresentazione schematica indagine sismica down-hole

I tempi di arrivo relativi alle onde P ed SH sono stati individuati attraverso uno specifico software di picking e successivamente riportati in tabella. I tempi d'arrivo delle onde di compressione e di taglio sono stati ridotti alla verticale e riportati su un diagramma profondità-tempo sui quali sono stati individuati i tratti a pendenza all'incirca costante. Dalle pendenze dei tratti sono state ricavate le velocità intervallari delle onde P ed SH nel terreno.

Dai dati ottenuti dalle indagini down-hole, stimando la densità del terreno, è stato possibile ricavare i moduli relativi alle proprietà elastiche dei mezzi attraversati. In genere le deformazioni di taglio così ottenute sono molto basse (<0.001%), per cui il modulo di taglio è G_{max} . Dalla teoria dell'elasticità è pertanto possibile esprimere le proprietà elastiche dei terreni secondo i seguenti parametri:

$$\text{COEFFICIENTE DI POISSON } \nu = [0.5 * (\frac{V_p}{V_s})^2 - 1] / [(\frac{V_p}{V_s})^2 - 1]$$

deformazioni di volume:

$$\text{MODULO DI COMPRESSIBILITÀ espresso dalla formula } M = \gamma * (V_p^2 - 4/3 * V_s^2) / g$$

deformazioni di taglio:

$$\text{MODULO DI TAGLIO espresso dalla formula } G_0 = (\gamma * V_s^2) / g$$

$$\text{MODULO DI YOUNG espresso dalla formula } E = \gamma * V_s^2 * [(3V_p^2 - 4V_s^2) / (V_p^2 - V_s^2)]$$

Con:

g accelerazione di gravità

γ peso di volume

V_p velocità onde di compressione P

V_s velocità onde di taglio S

Di seguito si riportano i risultati dell'elaborazione della prova down hole eseguita ai piedi della pila numero 3 del viadotto (BH03_DH):

Tabella 2: tempi sperimentali e tempi corretti onde P e onde S

<i>Misure in foro (m)</i>	<i>Distanza sorgente-ricevitore (m)</i>	<i>Tempi Sperimentali</i>		<i>Tempi Corretti</i>	
		<i>Onde P (ms)</i>	<i>Onde S (ms)</i>	<i>Onda P (ms)</i>	<i>Onda S (ms)</i>
1,0	3,16	6,73	15,28	2,13	4,83
2,0	3,61	6,59	14,99	3,66	8,31
3,0	4,24	7,27	16,61	5,14	11,75
4,0	5,00	8,19	18,46	6,55	14,76
5,0	5,83	8,87	19,98	7,61	17,13
6,0	6,71	9,48	21,05	8,48	18,83
7,0	7,62	10,60	22,70	9,74	20,87
8,0	8,54	11,20	24,00	10,49	22,47
9,0	9,49	11,81	25,20	11,20	23,91
10,0	10,44	12,38	26,57	11,86	25,45
11,0	11,40	12,90	27,80	12,45	26,82
12,0	12,37	13,47	29,10	13,07	28,23
13,0	13,34	13,96	30,22	13,60	29,45
14,0	14,32	14,46	31,33	14,14	30,63
15,0	15,30	14,96	32,56	14,67	31,93
16,0	16,28	15,41	33,71	15,15	33,13
17,0	17,26	15,88	34,75	15,64	34,22
18,0	18,25	16,35	35,78	16,13	35,29
19,0	19,24	16,81	36,86	16,60	36,41
20,0	20,22	17,20	37,78	17,01	37,36
21,0	21,21	17,60	38,83	17,42	38,44
22,0	22,20	17,98	39,73	17,82	39,37
23,0	23,19	18,35	40,60	18,20	40,26
24,0	24,19	18,72	41,43	18,58	41,11
25,0	25,18	19,09	42,50	18,95	42,20
26,0	26,17	19,46	43,40	19,33	43,11
27,0	27,17	19,84	44,25	19,72	43,98
28,0	28,16	20,19	45,06	20,08	44,80
29,0	29,15	20,53	45,85	20,42	45,61
30,0	30,15	20,88	46,66	20,78	46,43
31,0	31,14	21,22	47,45	21,12	47,23
32,0	32,14	21,55	48,28	21,46	48,07
33,0	33,14	21,90	49,06	21,81	48,86
34,0	34,13	22,23	49,82	22,14	49,63
35,0	35,13	22,60	50,64	22,52	50,45
36,0	36,12	22,95	51,44	22,87	51,26
37,0	37,12	23,29	52,19	23,21	52,02
38,0	38,12	23,63	52,94	23,56	52,78
39,0	39,12	23,98	53,71	23,91	53,55
40,0	40,11	24,32	54,44	24,25	54,29

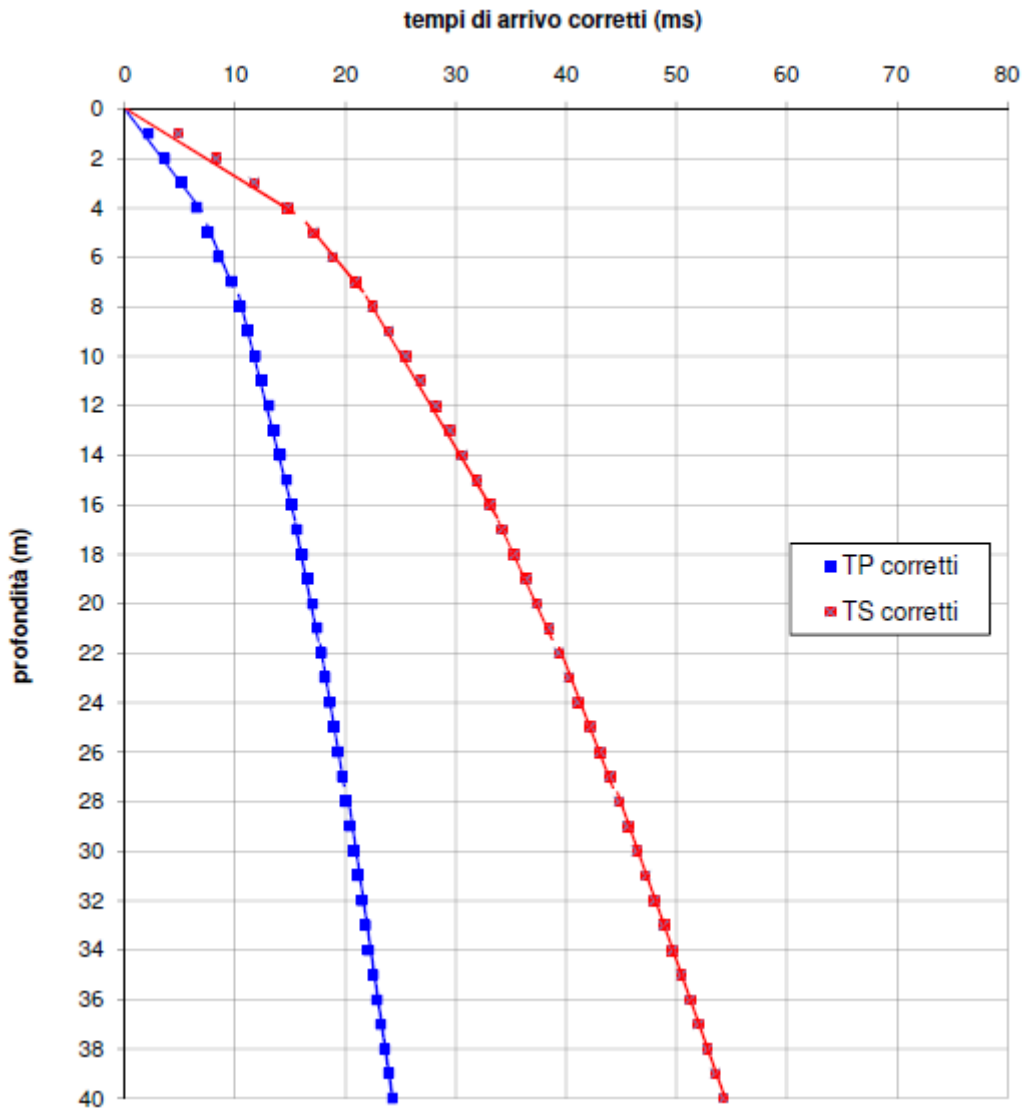


Figura 11: grafico dei tempi di arrivo delle onde corretti in relazione alla profondità

Dalla determinazione dei tempi di arrivo corretti, si può arrivare a conoscere la velocità delle onde di compressione V_p e la velocità delle onde di taglio V_{sh} riportate nel seguente schema, da cui infine si giunge alla determinazione della velocità equivalente $V_{s,eq}$ che si misura dal punto di partenza e che si confronta con la tabella relativa alle categorie di sottosuolo delle NTC 2018.

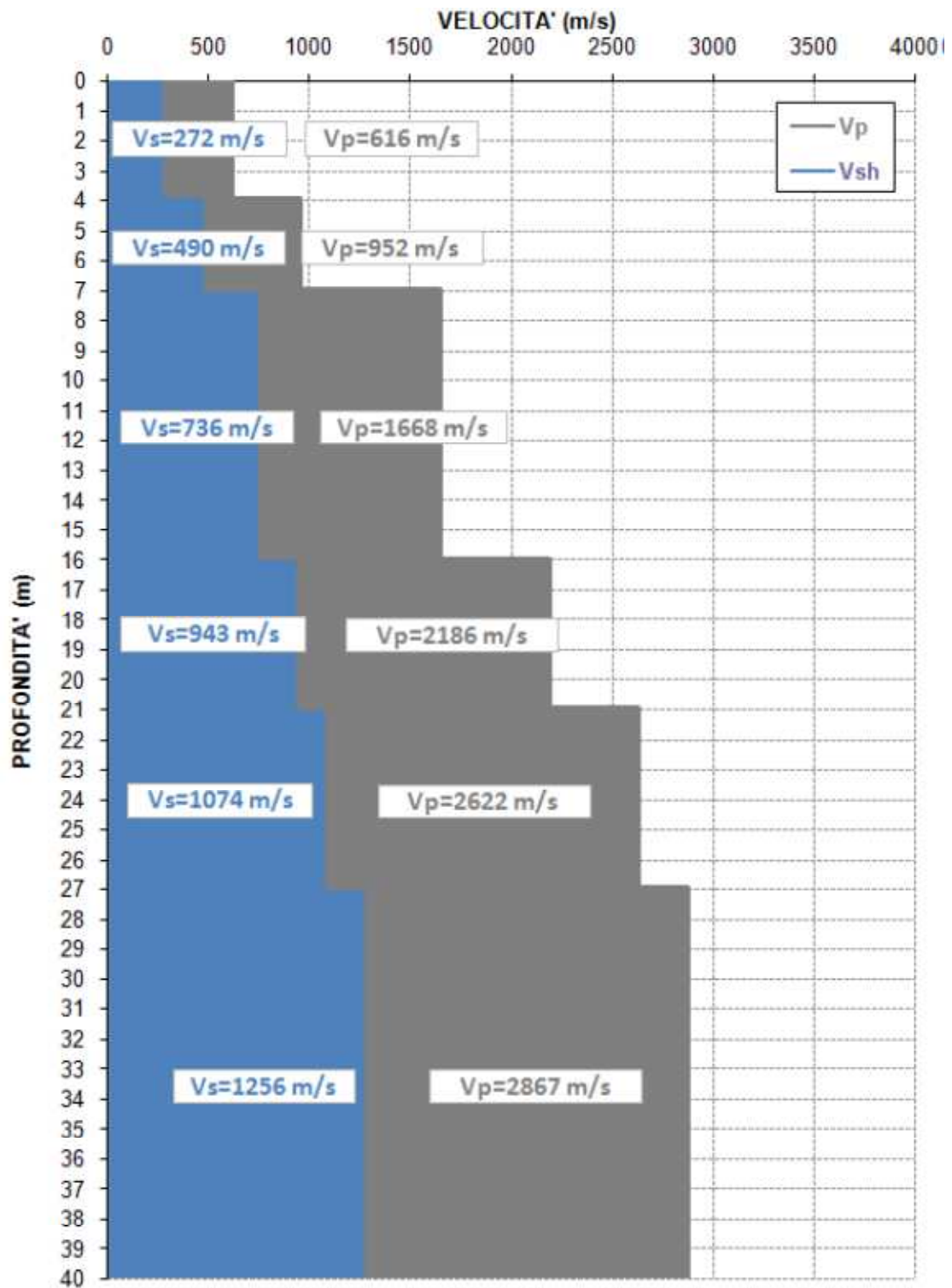


Figura 12: velocità onde di compressione e di taglio in relazione alla profondità

Tabella 3: parametri ricavati dalla prova down hole

Strato	Profondità		Velocità sismostrati (m/s)		Peso di volume (t/m ³)	Coeff. Di Poisson	Parametri elastici dinamici		
	da m	a m	Onde P	Onde S			Taglio (kg/cm ²)	Young (kg/cm ²)	Bulk (kg/cm ²)
1	0	4	616	272	1,90	0,38	1433	3952	5439
2	4	7	952	490	2,00	0,32	4895	12921	11950
3	7	16	1668	736	2,20	0,38	12148	33507	46197
4	16	21	2186	943	2,25	0,39	20396	56524	82407
5	21	27	2622	1074	2,30	0,40	27044	75679	125126
6	27	40	2867	1256	2,30	0,38	36986	102174	143400

La formula per la determinazione della velocità delle onde di taglio equivalente è la seguente:

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

Dove:

H è la profondità del substrato sismico (in m), definito come quella formazione, costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s;

h_i spessore dell'i-esimo strato (in m);

$V_{S,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato (in m/s);

N numero di strati;

in questo caso il risultato che si ottiene è una $V_{S,eq}$ pari a 484 m/s che secondo le NTC 2018 colloca il sottosuolo in categoria E, la stessa categoria risultante in tutti gli altri sondaggi in cui era prevista la realizzazione della prova down hole.

1.2.3 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE IN FORO S.P.T.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono state eseguite n. 16 prove penetrometriche dinamiche in foro S.P.T. (Standard Penetration Test). La penetrazione dinamica nel terreno di una punta conica consente di riconoscere dall'andamento del numero di colpi N con la profondità, la litologia attraversata nelle sue linee essenziali e di ottenere informazioni utili sul grado di addensamento dei depositi. Le prove sono state eseguite con attrezzature conformi a quanto stabilito nelle normative di riferimento:

- *ASTM D 1586-87 (1992) – standard Test Method Penetration and Spilt-Barrel Sampling of Soils.*
- *UNI-ENV 1997-3:2002 (Eurocodice 7).*
- *UNI EN ISO 22476-3:2005 Indagini e prove geotecniche-Prove in sito- parte 3: Prova Penetrometrica dinamica tipo SPT.*

La prova consiste nell'infissione a percussione, mediante un maglio, di un campionatore standard (Campionatore Raymond) sul fondo del foro pulito, registrando il numero di colpi necessario per farlo avanzare di 15 cm. Il procedimento è ripetuto per tre tratti, per un totale di 45 cm.

Il campionatore è collegato tramite una batteria di aste, ad un maglio del peso di 63.5 kg che cade da un'altezza libera di 0.76 m. Il dispositivo utilizzato per la prova presenta le seguenti caratteristiche tecniche:

- peso massa battente = 63,5 kg
- altezza di caduta libera = 76 cm
- diametro punta conica = 51 mm
- area base punta conica = 20,43 cm²
- angolo di apertura punta conica = 60°
- diametro aste = 50 mm

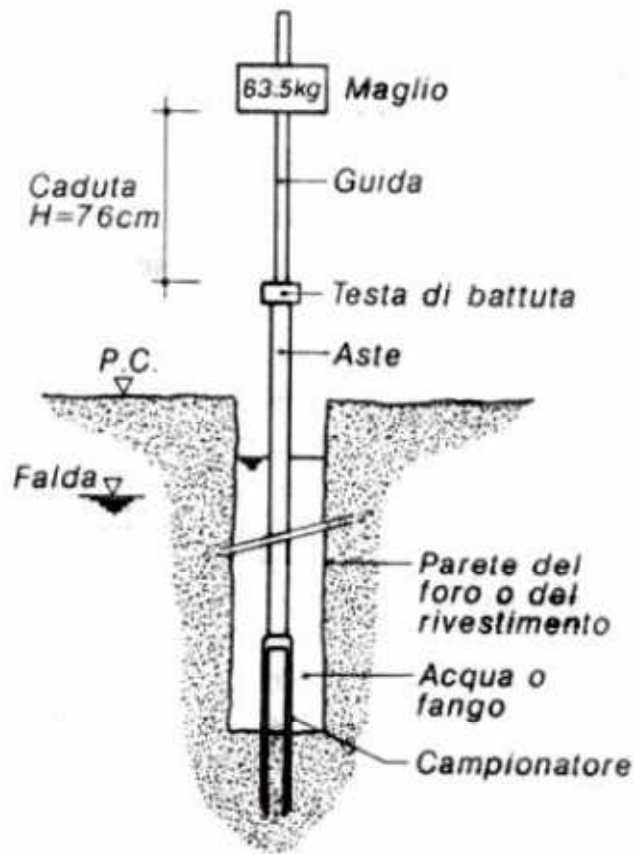


Figura 13: schema realizzazione SPT

Il campionatore Raymond ha un diametro esterno di 51 mm e una lunghezza complessiva, comprendente scarpa e raccordo con aste, di 813 mm. Esso è costituito da un tubo metallico diviso longitudinalmente a metà con avvitata alla base una scarpa tagliente o una punta conica chiusa, a seconda delle litologie attraversate.

Nel caso specifico tutte le prove SPT sono state eseguite nella configurazione a punta chiusa del carotiere Raymond.



Figura 14: immagine di cantiere esecuzione SPT

Durante la prova si misura:

- N1: numero di colpi necessari per l'avanzamento dei primi 15 cm del campionatore.
- N2: numero di colpi necessari per l'avanzamento dei successivi 15 cm del campionatore.
- N3: colpi necessari per l'avanzamento degli ultimi 15 cm

Il valore di N_{SPT} è ricavato dalla somma del numero di colpi necessari per la penetrazione del campionatore di 30 cm, del secondo e del terzo tratto, in quanto si trascurano i colpi necessari per la penetrazione dei primi 15 cm, secondo la formula:
 $N_{SPT}=N_2+N_3$

Le condizioni di rifiuto della prova si raggiungono quando per l'avanzamento di uno dei tre tratti da 15 cm occorrono almeno 50 colpi. In questo caso nel tratto interessato, si misura l'affondamento in centimetri per un numero di colpi pari a 50.

Vantaggi prova SPT:

- ottenere una misura e un campione;
- prova semplice e 'solida';
- eseguibile con lo stesso macchinario del sondaggio continuo;
- eseguibile in molti tipi di terreni;

Svantaggi prova SPT:

- il campione è rimaneggiato (utile solo per prove classificazione);
- alta variabilità dei risultati della prova;
- test puntuale;
- Risultati non conservativi in terreni ghiaiosi;
- Poco significativa in terreni argillosi;

Tabella 4: classificazione terreni sulla base di N_{SPT}

TERRENI SABBIOSI	N_{SPT}	STATO DI ADDENSAMENTO
	0 – 4	Non addensato (sciolto)
	4 – 10	poco addensato
	10 – 30	Moderatamente addensato
	30 – 50	Addensato
	➤ 50	Molto addensato
TERRENI ARGILLOSI	N_{SPT}	CONSISTENZA
	< 2	Privo di consistenza
	2 - 4	Poco consistente (tenero)
	4 - 8	Moderatamente consistente
	8 - 15	consistente
	15 - 30	Molto consistente
	➤ 30	Estremamente consistente (duro)

Nella tabella sottostante si riporta un riepilogo delle prove penetrometriche SPT eseguite.

Tabella 5: risultati SPT

Sigla sondaggio	Prof. inizio prova (m)	Prof. fine prova (m)	Colpi (N1+N2+N3)	SPT	Grado di addensamento e/o consistenza	Litotipo
BH01_DH	3.70	4.15	6-13-10	23	molto consistente	limo debolmente argilloso e sabbioso
BH01_DH	9.50	9.95	12-10-16	26	molto consistente	argilla con limo debolmente marnosa a tratti
BH01_DH	15.20	15.62	25-37-50/12cm	rif	estremamente consistente	argilla marnosa
BH02_PIEZ	2.50	2.95	5-7-7	14	consistente	argilla con limo
BH04_DH	2.80	3.25	13-12-16	28	molto consistente	limo debolmente argilloso e sabbioso
BH04_DH	8.70	8.96	24-50/11cm	rif	estremamente consistente	argilla marnosa
BH05_PIEZ	3.80	4.25	5-9-6	15	consistente	limo argilloso
BH06_DH	2.80	3.25	8-6-7	13	consistente	argilla con limo
BH06_DH	9.70	10.15	7-11-13	24	molto consistente	limo argilloso
BH07_INCL	3.70	4.15	20-17-24	41	estremamente consistente	limo debolmente sabbioso e argilloso
BH09_INCL	2.70	3.15	8-10-9	19	molto consistente	limo argilloso
BH10_DH	3.00	3.45	7-12-10	22	molto consistente	limo debolmente argilloso e sabbioso
BH10_DH	8.60	9.00	19-37-50/10cm	rif	estremamente consistente	argilla marnosa
BH11_PIEZ	3.80	4.25	5-9-6	15	consistente	limo argilloso
BH12_DH	5.00	5.45	10-11-10	21	molto consistente	limo debolmente argilloso
BH12_DH	9.00	9.45	18-24-27	51	estremamente consistente	argilla con limo

1.2.4 PROVE DI LABORATORIO

Al fine di effettuare una ricostruzione stratigrafica il più rappresentativa possibile della realtà, vengono considerati i risultati dei test di laboratorio eseguiti dalla SOCOTEC ITALIA S.R.L. su campioni indisturbati e campioni rimaneggiati prelevati durante i sondaggi.

Durante l'esecuzione dei sondaggi in corrispondenza di terreni coesivi sono stati prelevati campioni indisturbati di terreno, mentre in presenza di terreni granulari e/o incoerenti e depositi ben litificati e in roccia, sono stati prelevati campioni rimaneggiati o spezzoni di carota.

Ogni campione è stato contraddistinto da un'etichetta indicante:

- cantiere e sito di indagine;

- data del prelievo;
- numero del sondaggio;
- numero del campione;
- profondità del prelievo;
- tipo di campione.

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati complessivamente n. 6 campioni indisturbati di terreno. Per il prelievo di tali campioni è stato utilizzato un campionatore di tipo Shelby, il quale utilizza la spinta meccanica della macchina perforatrice applicata alla batteria di aste, ed impiega una fustella a pareti sottili in acciaio inox del diametro interno di 83 mm e lunghezza 600 mm. Le due estremità dei campioni indisturbati sono state sigillate subito dopo il prelievo con uno strato di paraffina fusa e un tappo di protezione.

Inoltre, durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati complessivamente n. 16 campioni rimaneggiati di terreno, i quali sono stati prelevati dal materiale recuperato dal carotaggio riposto nella cassetta catalogatrice. Nella scelta del campione è stata prestata particolare cura ad eliminare le parti di terreno alterate dall'azione del carotiere (corteccia, parti bruciate, tratti dilavati ecc.).

I campioni sono stati prelevati in quantità sufficiente per le prove di laboratorio da eseguire, e sigillati in sacchetti di polietilene.

Infine, Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati complessivamente n. 26 spezzoni di carota in roccia. I campioni sono stati prelevati dalla cassetta catalogatrice e conservati in sacchetti di polietilene e in tubi in PVC tagliati trasversalmente e ben sigillati.

Nella seguente tabella si riporta il riepilogo dei campioni prelevati nella zona in cui si effettua la ricostruzione stratigrafica, con le relative profondità.

Tabella 6: campioni estratti nei vari sondaggi con relative profondità di estrazione

Sigla sondaggio	sigla campione	tipo	prof. testa (m)	prof. scarpa (m)
BH04_DH	CR1	rimaneggiato	8.70	9
BH04_DH	CL1	Campione in roccia	13.70	14
BH04_DH	CL2	Campione in roccia	17.15	17.30
BH04_DH	CL3	Campione in roccia	28.75	29
BH05_PIEZ	CR1	rimaneggiato	8	8.20
BH05_PIEZ	CR2	rimaneggiato	15	15.20
BH05_PIEZ	CL1	Campione in roccia	19.70	20
BH05_PIEZ	CL2	Campione in roccia	25.70	26
BH05_PIEZ	CL3	Campione in roccia	28.75	29
BH06_DH	CR1	rimaneggiato	2.80	3
BH06_DH	CI1	Indisturbato shelby	4.50	5
BH06_DH	CR2	rimaneggiato	9.70	10
BH06_DH	CI2	Indisturbato shelby	12	12.50
BH06_DH	CL1	Campione in roccia	19.70	19.90
BH06_DH	CL2	Campione in roccia	29.60	29.90
BH07_INCL	CR1	rimaneggiato	3.65	4
BH07_INCL	CL1	Campione in roccia	10	10.30
BH07_INCL	CL2	Campione in roccia	12.70	12.90
BH07_INCL	CL3	Campione in roccia	18.30	18.70
BH07_INCL	CL4	Campione in roccia	22	22.40
BH09_INCL	CR1	rimaneggiato	2.70	3
BH09_INCL	CI1	Indisturbato shelby	6.10	6.50
BH09_INCL	CL1	Campione in roccia	15.50	15.80
BH10_DH	CR1	rimaneggiato	3	3.45
BH10_DH	CR2	rimaneggiato	6.80	7
BH10_DH	CR3	rimaneggiato	8.60	9
BH10_DH	CL1	Campione in roccia	18	18.40
BH10_DH	CL2	Campione in roccia	26.40	26.85

Di seguito si riportano le curve granulometriche relative ai campioni più superficiali estratti nei diversi sondaggi al fine di capire la tipologia di formazione presente nei primi strati di terreno:

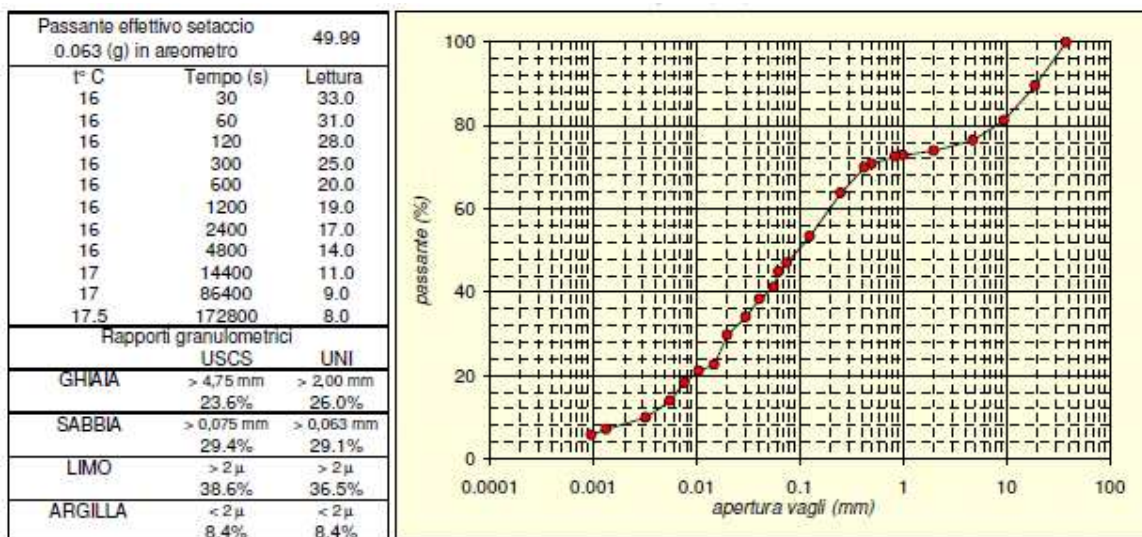


Figura 15: curva granulometrica BH04_DH CR1 8.70-9.00 metri

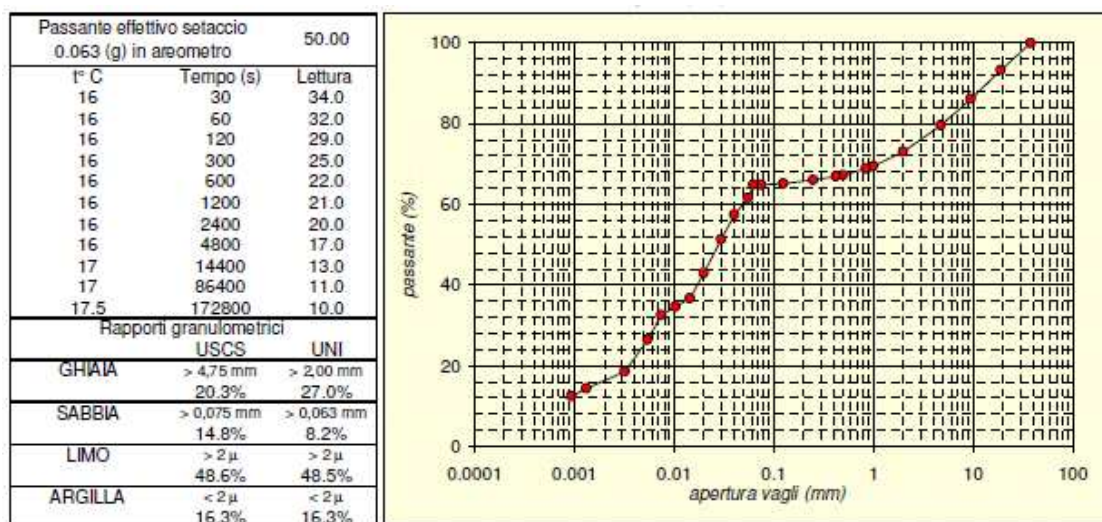


Figura 16: curva granulometrica BH05_PIEZ CR1 8.00-8.20 metri

Passante effettivo setaccio 0.063 (g) in areometro		50.00
1° C	Tempo (s)	Letture
18	30	33.0
18	60	32.0
18	120	30.0
18	300	27.0
18	600	24.0
18	1200	22.0
18	2400	20.0
18	4800	18.5
18.5	14400	16.0
17.5	86400	13.0
18	172800	11.0
Rapporti granulometrici		
	USCS	UNI
GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm
	0.7%	1.4%
SABBIA	> 0,075 mm	> 0,063 mm
	20.2%	21.2%
LIMO	> 2 μ	> 2 μ
	52.8%	51.1%
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ
	26.3%	26.3%

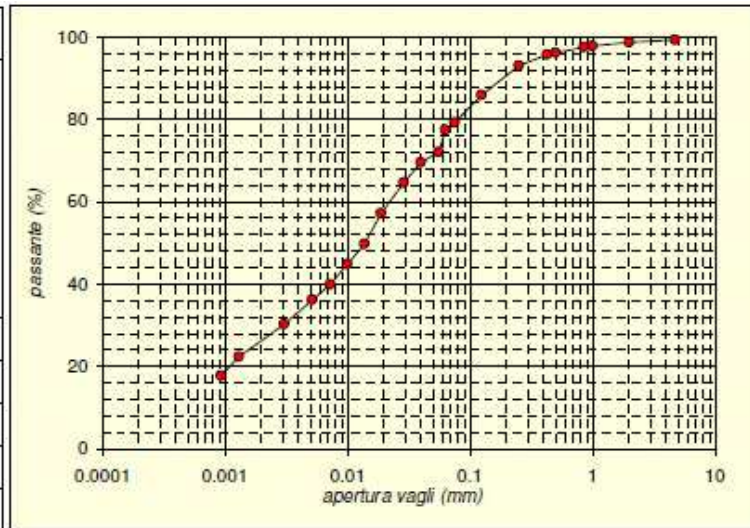


Figura 17: curva granulometrica BH06_DH CL1 4.50-5.00 metri

Passante effettivo setaccio 0.063 (g) in areometro		50.02
1° C	Tempo (s)	Letture
16	30	35.0
16	60	34.0
16	120	32.0
16	300	28.0
16	600	26.0
16	1200	25.0
16	2400	22.0
16	4800	17.0
17	14400	13.0
17	86400	9.5
17.5	172800	8.0
Rapporti granulometrici		
	USCS	UNI
GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm
	24.2%	26.9%
SABBIA	> 0,075 mm	> 0,063 mm
	8.8%	6.3%
LIMO	> 2 μ	> 2 μ
	52.0%	51.7%
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ
	15.0%	15.0%

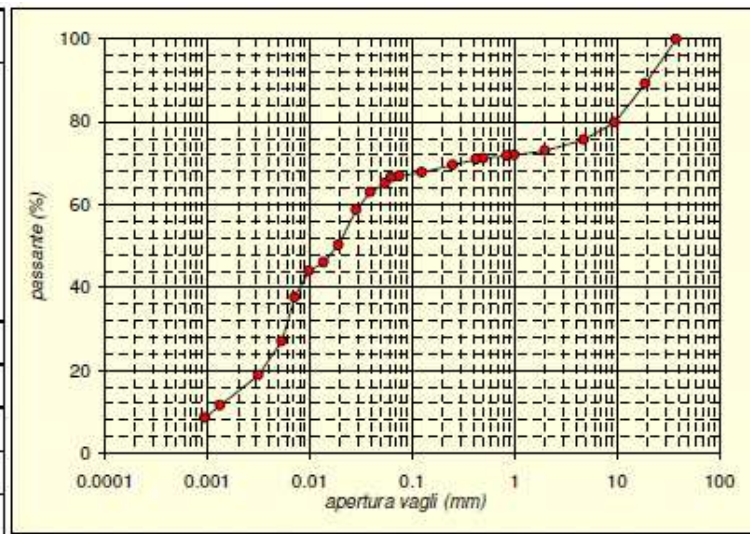


Figura 18: curva granulometrica BH07_INC CR1 3.65-4.00 metri

Passante effettivo setaccio 0.063 (g) in areometro		50.00
1° C	Tempo (s)	Letture
16	30	34.0
16	60	32.0
16	120	30.0
16	300	28.0
16	600	27.0
16	1200	25.0
16	2400	23.0
16	4800	21.0
17	14400	18.0
17	86400	15.0
17.5	172800	13.5
Rapporti granulometrici		
	USCS	UNI
GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm
	0.2%	0.4%
SABBIA	> 0,075 mm	> 0,063 mm
	21.9%	23.3%
LIMO	> 2 μ	> 2 μ
	47.5%	45.9%
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ
	30.4%	30.4%

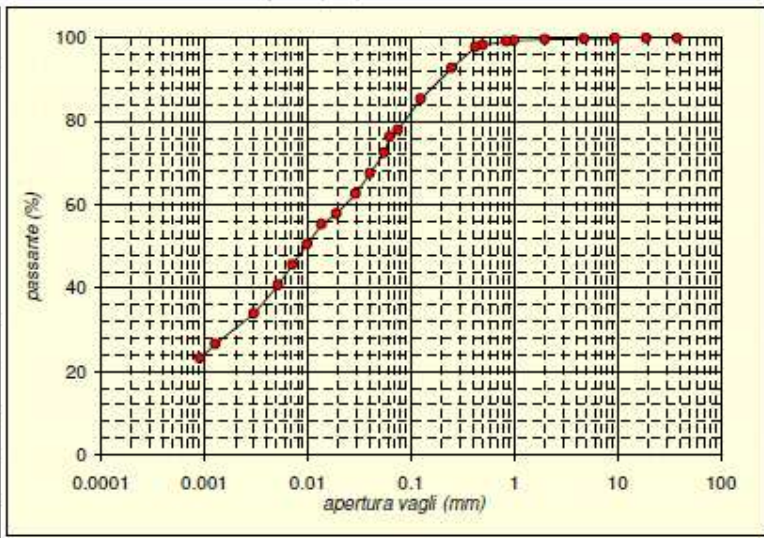


Figura 19: curva granulometrica BH09_INC CR1 2.70-3.00 metri

Passante effettivo setaccio 0.063 (g) in areometro		50.01
1° C	Tempo (s)	Letture
17	30	34.0
17	60	32.0
17	120	31.0
17	300	29.0
17	600	27.0
17	1200	25.0
17	2400	23.0
17	4800	20.0
17.5	14400	16.0
18	86400	13.0
18	172800	11.5
Rapporti granulometrici		
	USCS	UNI
GHIAIA	> 4,75 mm	> 2,00 mm
	0.9%	1.3%
SABBIA	> 0,075 mm	> 0,063 mm
	6.7%	7.7%
LIMO	> 2 μ	> 2 μ
	61.7%	60.4%
ARGILLA	< 2 μ	< 2 μ
	30.7%	30.7%

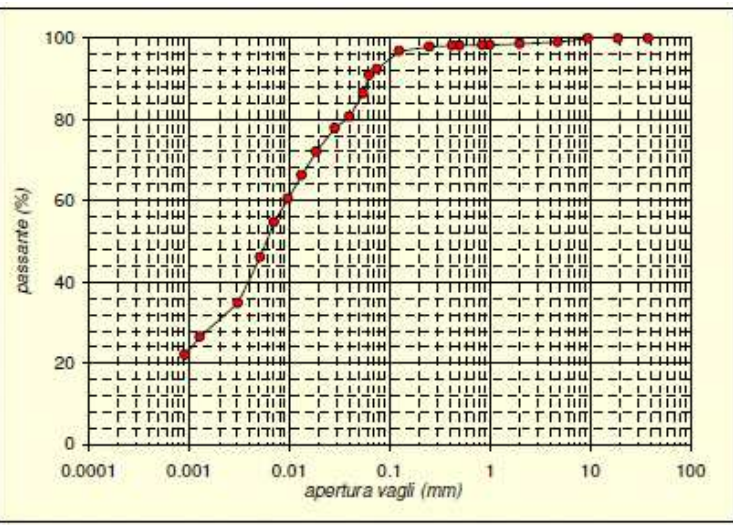


Figura 20: curva granulometrica BH10_DH CR2 6.80-7.00 metri

Tabella 7: risultati curve di classificazione granulometrica

CAMPIONE	PROFONDITÀ (metri)	NOMENCLATURA
BH04_DH CR1	8.70-9.00	Limo con sabbia e ghiaia debolmente argilloso marrone
BH05_PIEZ CR1	8.00-8.20	Limo con ghiaia argilloso debolmente sabbioso marrone
BH06_DH CL1	4.50-5.00	Limo con argilla sabbioso marrone grigiastro
BH07_INC CR1	3.65-4.00	Limo con ghiaia argilloso debolmente sabbioso grigio
BH09_INC CR1	2.70-3.00	Limo argilloso sabbioso ghiaioso marrone
BH10_DH CR2	6.80-7.00	Limo con argilla debolmente sabbioso grigio marrone

Per quanto riguarda il substrato roccioso invece, sono stati utilizzati altri test di laboratorio al fine di classificare il materiale e comprendere le possibili vulnerabilità presenti. Nel sondaggio BH04_DH, ad una profondità di 13,70 metri, è stato prelevato un campione di arenaria su cui è stata fatta una prova di compressione monoassiale con i seguenti risultati:

VEL. APP. CARICO	0.25 Mpa/s	CONDIZIONI A ROTTURA:	
STRAIN UTILIZZATI	20 mm 120 Ohm	Carico a rottura (MPa):	26,28
CARATTERISTICHE PROVINO		Deformazione assiale a rottura (%)	0,267
lunghezza (mm).	180,50	Con fratture da 65° a subverticali	
diámetro (mm)	78,28	YOUNG CALCOLATO e POISSON (al 50% della rottura):	
Area prova (mm ²)	4813	Modulo Elastico tangente (Mpa):	10361
Peso (g)	1924,50	Modulo Elastico secante (Mpa):	11062
Massa volumica (Mg/m ³)	2,491	Poisson tangente:	0,341
Stato Provino	Provino testato allo stato secco	Poisson secante:	0,261

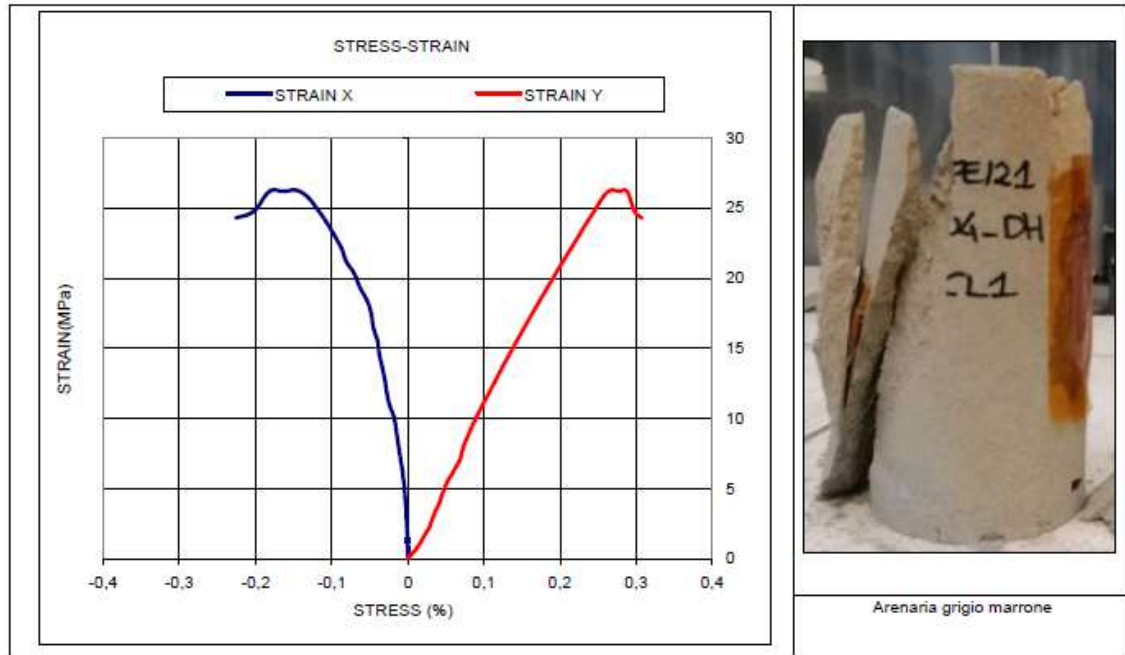


Figura 21: risultati prova di compressione monoassiale provino BH04_DH a 13,70 metri

Inoltre ad una profondità di 17,15 metri è stato estratto un provino di limo sabbioso consolidato che testimonia infiltrazioni di materiale terrigeno nel substrato roccioso che potrebbe essere motivo di vulnerabilità del sistema.

A 28,75 metri è stato prelevato un campione di marna argillosa riconducibile alla formazione del flysch di Agnone.



Figura 22: limo sabbioso consolidato (a sinistra) e campione di marna argillosa (a destra)

Nel sondaggio BH05_PIEZ, ad una profondità di 25,70 metri, è stato prelevato un campione di arenaria su cui è stata fatta una prova di compressione monoassiale in controllo di carico:

Descrizione del campione:		Arenaria grigio
Velocità di applicazione del carico (MPa/s):		0,25
Modo di rottura:		con fratture subverticali
Condizioni di prova:		Provino testato allo stato secco
DIAMETRO (mm)	78,22	
ALTEZZA (mm)	181,15	
MASSA (g)	1840,8	
MASSA VOLUMICA (Mg/m ³)	2,377	
FORZA A ROTTURA (kN)	91,81	
RES. A COMPRESSIONE (Mpa)	19,06	
UMIDITA' NATURALE (%)	...	

Figura 23: caratteristiche provino arenaria BH05

Anche nel sondaggio BH06_DH ad una profondità di 19,70 metri è stato prelevato un campione di arenaria su cui, anche in questo caso, è stata fatta una prova di compressione monoassiale in controllo di carico:


Descrizione del campione:		Arenaria grigio
Velocità di applicazione del carico (MPa/s):		0,25
Modo di rottura:		con fratture subverticali e a 75°
Condizioni di prova:		Provino testato allo stato secco
DIAMETRO (mm)	77,84	
ALTEZZA (mm)	155,12	
MASSA (g)	1858,2	
MASSA VOLUMICA (Mg/m ³)	2,530	
FORZA A ROTTURA (kN)	138,12	
RES. A COMPRESSIONE (Mpa)	29,17	
UMIDITA' NATURALE (%)	...	

Figura 24: caratteristiche provino arenaria BH06

Grazie a queste informazioni è stato possibile schematizzare la stratigrafia della zona del viadotto oggetto dei sondaggi analizzati.

CAPITOLO 2

2 VULNERABILITÀ SISMICA E DA FRANA VIADOTTI ESISTENTI

Il tema degli “effetti dell’interazione terreno-struttura” sui viadotti esistenti, quali la vulnerabilità sismica e da frana di tali opere, è stato affrontato da numerosi studi di letteratura. Nel seguito si presentano due casi studio riferiti a:

- Vulnerabilità sismica:
 1. Viadotto per il raccordo autostradale Perugia-Autostrada A1;
- Vulnerabilità da frana:
 2. Viadotto Imera (Sicilia)

2.1 VIADOTTO PER IL RACCORDO AUTOSTRADALE PERUGIA-AUTOSTRADA A1 (PERUGIA)

Nel presente paragrafo, si illustrano i principali risultati presentati nell’articolo “*Modellazione 3D degli effetti del fenomeno di interazione terreno – struttura per una fondazione a cassone*” di Pauselli D., Salciarini D., Ubertini F. al convegno IARG 2021. Si tratta di una modellazione diretta e completa della risposta dinamica di una pila da ponte in direzione trasversale all’impalcato. Questo approccio viene confrontato con quello comunemente utilizzato nella progettazione classica, in cui una pila da ponte fondata su cassone profondo poggiante su uno strato di marna dalle buone caratteristiche meccaniche viene tipicamente modellato come incastrato alla base.

Il caso oggetto di analisi è una pila da ponte a sezione rettangolare fondata su un cassone circolare di grandi dimensioni e il comportamento della stessa viene valutato sia nel campo dinamico delle piccole oscillazioni sia nel campo della risposta sismica ad eventi *strong motion*. I risultati mostrano che, in termini di sollecitazioni, il modello a base incastrata appare più conservativo, ma sottostima significativamente spostamenti e rotazioni, sia elastiche che residue.

Il caso studio scelto riguarda un viadotto del raccordo autostradale Perugia-Autostrada A1 nel comune di Perugia, di cui sono note le caratteristiche strutturali e geotecniche.

La documentazione utilizzata per la ricostruzione, sebbene parziale, della configurazione principale dell'opera risale alla fase di progettazione (1981). Il viadotto, con asse planimetrico curvilineo, consta di 9 campate con interasse delle pile pari a circa 19m ed altezza media pari a 12m. La struttura è costituita da impalcato a cassone in c.a.p. con appoggio a seggiola su pulvini in cemento armato. La pila scelta per gli approfondimenti oggetto della presente nota è a sezione piena pseudo-rettangolare di dimensioni 6m x 2m (direzione trasversale all'impalcato-direzione longitudinale) e di altezza pari a 12m. Il peso proprio dell'impalcato (carichi permanenti strutturali e non strutturali) è pari a circa 4880kN. Tale peso molto consistente, vista la luce ridotta delle campate, giustifica il ricorso a fondazioni del tipo profondo a cassone pieno.

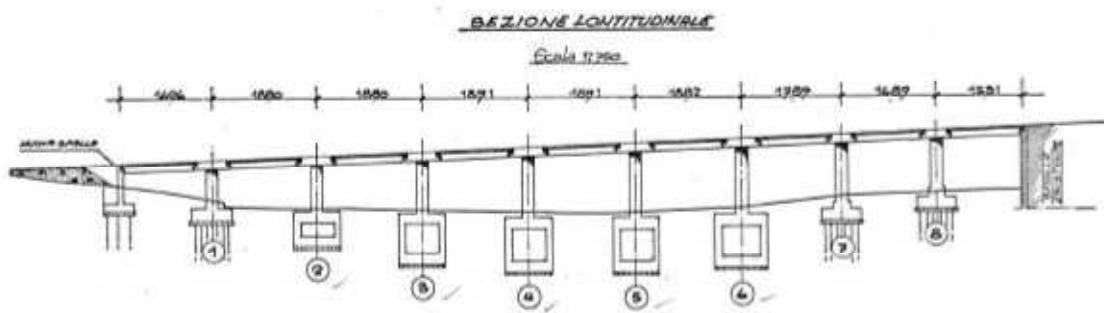


Figura 25: schema caso studio estratto dagli elaborati di progetto originali

Sono stati sviluppati due modelli numerici tridimensionali ad elementi finiti, al fine di confrontarne i risultati. Un primo modello, realizzato per mezzo del software SAP2000, riguarda la sola pila a sezione rettangolare a base fissa (incastrata alla base); un secondo modello, realizzato per mezzo del software PLAXIS 3D, considera il sistema completo costituito da pila, fondazione, e volume di terreno sottostante. Con questi due modelli sono state condotte le seguenti analisi: **A)** Applicazione di un carico concentrato in testa alla pila (nella direzione di maggior rigidità) e analisi delle oscillazioni libere del sistema strutturale per la determinazione del periodo proprio in regime di piccole deformazioni. **B)** Analisi dinamica al passo, lineare per il modello SAP e non lineare per il modello PLAXIS, a seguito dell'applicazione di un input accelerometrico nella direzione di maggior rigidità della pila (direzione trasversale rispetto all'impalcato). Si noti che le non linearità sono interamente concentrate nel terreno (la pila da ponte è stata schematizzata come una trave a comportamento elastico lineare). Condurre le analisi nella direzione trasversale alla struttura da ponte ha permesso di trascurare

ragionevolmente l'interazione tra pile successive (vista anche la luce ridotta delle campate).

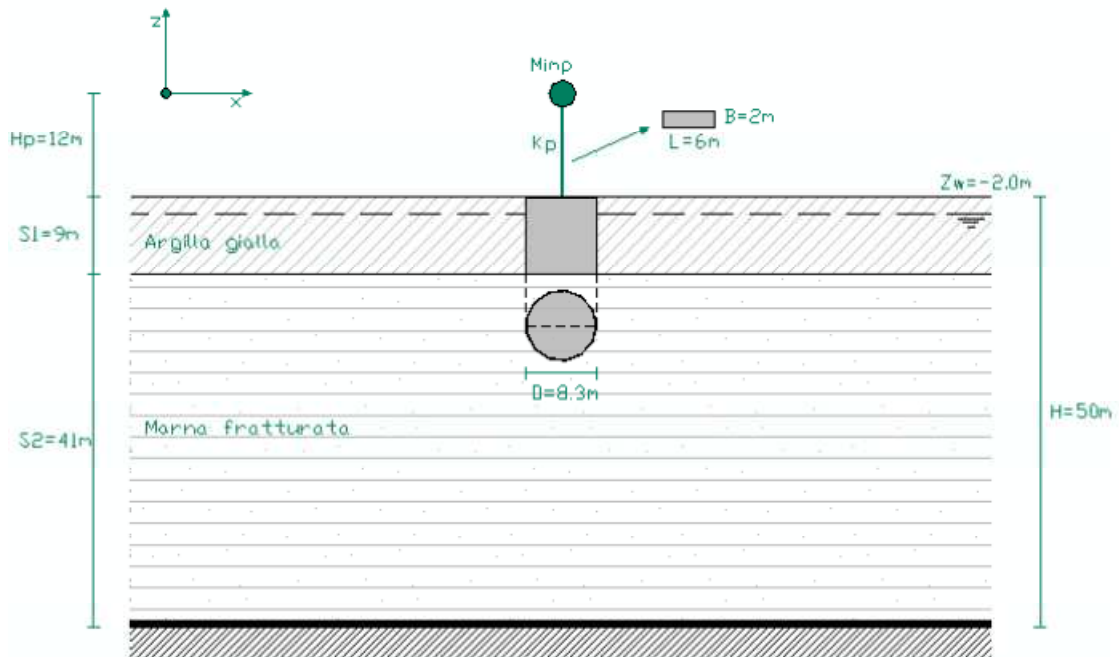


Figura 26: schematizzazione del problema

Per ragioni di spazio, ometteremo la descrizione del modello SAP2000 e ci concentreremo solo sul modello PLAXIS 3D. Il dominio in esame ha dimensioni $x=100\text{m}$ $y=100\text{m}$ e $z=50\text{m}$, in modo da ritenere che i contorni laterali non influenzino i risultati delle analisi. Il diametro del pozzo analizzato è pari a 8.3m e i rapporti estensione del dominio/diametro del pozzo sono pari a $x/D=12$ (segundo Zaiferakos & Gerolymos, 2013). La discretizzazione del modello è stata effettuata mediante 28415 elementi tetraedrici a 10 nodi e 4 punti di Gauss con interpolazione del secondo ordine sugli spostamenti e del primo ordine delle pressioni interstiziali. Sia i terreni di fondazione che il pozzo di fondazione sono stati modellati tramite elementi cluster. Al contatto pozzo/terreno sono stati inseriti elementi interfaccia che in prima istanza sono stati considerati con un legame pozzo/terreno circostante di tipo rigido. La dimensione massima degli elementi tridimensionali ha tenuto in conto del contenuto in frequenza dell'input (non significativo sopra i 10 Hz) al fine di evitare problematiche di distorsione numerica nella propagazione del segnale. La pila da ponte sia nel modello PLAXIS che SAP è stata schematizzata come un elemento *beam* del tipo trave di Timoshenko. L'impalcato è stato considerato come una massa attribuita ad un elemento

beam molto corto (0.05m) di peso proprio pari a 4880 kN. La pila, il cassone di fondazione e l'impalcato sono assimilati ad un mezzo visco-elastico lineare con rapporto di smorzamento ξ pari al 5% tipico delle strutture in calcestruzzo armato. I rapporti di smorzamento in fase sismica sono stati calibrati mediante una analisi preliminare lineare equivalente di propagazione del segnale dal *bedrock* in superficie tenendo conto sia della frequenza del deposito che delle frequenze del segnale in input mediante la procedura di Amorosi et al. (2010). L'input accelerometrico selezionato per le analisi dinamiche è stato estratto dal catalogo European Strong-Motion Database tramite il software REXEL (Iervolino et al., 2009). Ai fini della presente nota si presentano i risultati delle analisi dinamiche svolte con un unico input accelerometrico orizzontale registrato in affioramento che fa riferimento al terremoto del Friuli (ID 134y-Event 63) di magnitudo momento pari a 6.0 e distanza epicentrale pari a 14 km. La Figura riporta il plot del segnale accelerometrico e lo spettro di risposta in pseudo-accelerazione al 5% di smorzamento.

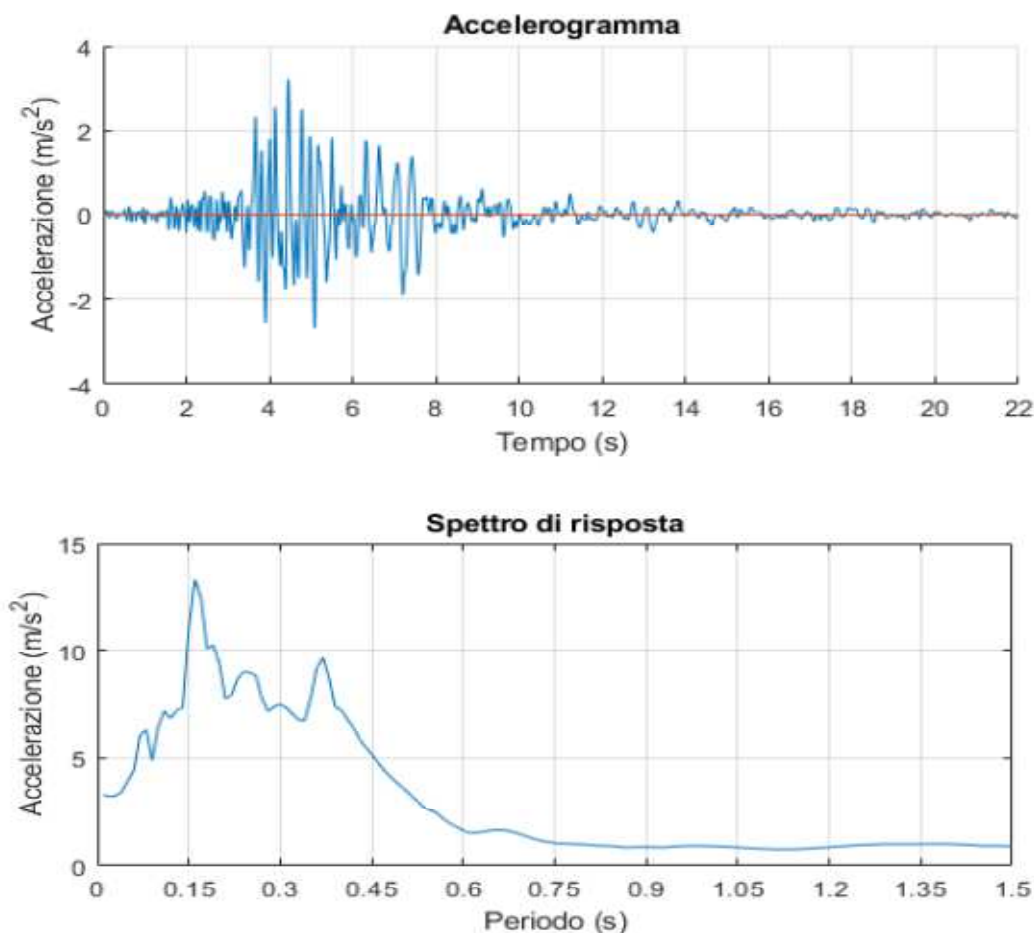


Figura 27: accelerogramma e spettro di risposta

Entrambe le analisi condotte con il modello PLAXIS seguono le seguenti fasi:

- definizione dello stato tensionale efficace iniziale.
- attivazione del cassone di fondazione in condizioni drenate, e successivo annullamento degli eventuali spostamenti residui.
- attivazione della pila e dell'impalcato in condizioni drenate e annullamento degli eventuali spostamenti residui.

La prima analisi condotta con il modello PLAXIS è finalizzata alla valutazione delle oscillazioni libere della struttura a seguito dell'applicazione di un carico nella direzione di maggior rigidità della pila a livello dell'impalcato pari a 1000 kN, al fine di stimare il periodo proprio a piccole oscillazioni del sistema struttura-terreno. Parallelamente, è stato valutato il periodo nell'ipotesi di base incastrata della struttura con un'analisi modale tramite il modello SAP. La seconda analisi condotta con il modello PLAXIS è finalizzata alla valutazione della risposta dinamica della struttura all'input sismico selezionato. L'analisi condotta è una analisi dinamica non lineare al passo risolto con integrazione diretta nel dominio tempo mediante il metodo di Newmark in termini di tensioni efficaci ed in condizioni drenate.

I risultati dell'analisi mediante il modello PLAXIS sono stati confrontati con quelli ottenuti mediante l'analisi dinamica al passo in campo elastico lineare con il modello SAP nell'ipotesi di base incastrata, risolta sempre mediante il metodo di Newmark. L'input accelerometrico utilizzato è il segnale sismico illustrato precedentemente propagato dal *bedrock* fino alla quota di intestazione del cassone di fondazione (-9 m dal p.c.). In analogia all'approccio utilizzato per il modello PLAXIS la propagazione del segnale è stata ottenuta mediante uno studio di risposta sismica locale non lineare del mezzo stratificato con lo stesso set di parametri geotecnici.

La figura 28 mostra le *time-history* degli spostamenti relativi ottenute con i due diversi modelli (considerando o trascurando l'interazione terreno-struttura) e quella delle rotazioni subite dal pozzo. La figura 29 mostra invece le *time-history* del momento flettente e del taglio alla base della pila ottenute con i due diversi modelli.

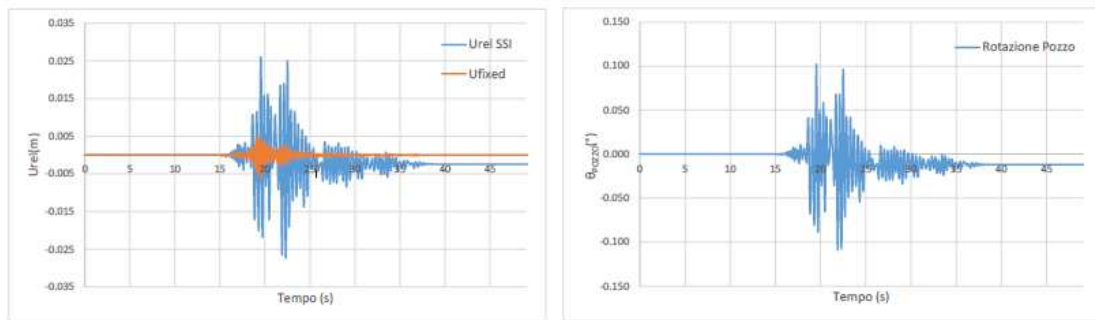


Figura 28: Confronto delle time history considerando il modello completo e il modello a base incastrata per: a) spostamenti relativi; e b) rotazioni.

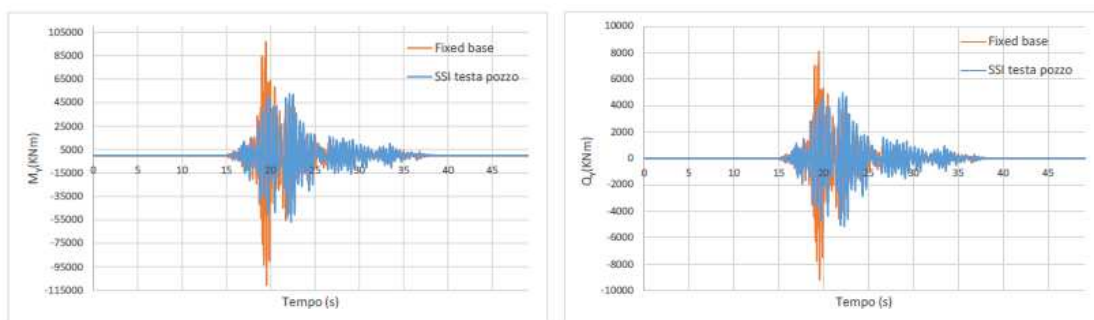


Figura 29: Confronto delle time history considerando il modello completo e il modello a base incastrata per: a) momento flettente e, b) sollecitazione a taglio alla base della pila

Il caso studio presentato conferma l'importanza di tenere in debito conto gli effetti di interazione terreno struttura e mostra quale sia la distanza rispetto ad un approccio di progettazione classico (pur considerando degli effetti di risposta sismica locale). I risultati sopra esposti mostrano come la risposta sia nel campo delle piccole oscillazioni che nel caso di eventi *strong motion* differisca in maniera sostanziale nei due approcci. Benché in termini di sollecitazioni di picco il modello a base fissa appare sicuramente conservativo, esso sottostima in maniera determinante spostamenti, rotazioni e deformazioni in generale, sia elastiche che residue. Per un ponte esistente questo significa trascurare tutte le vulnerabilità derivanti ad esempio dalla presenza di appoggi in neoprene o acciaio con capacità ridotta di escursione e assorbimento di spostamenti e rotazioni, nonché problematiche di accoppiamento su sistemi isolati piuttosto che lo sviluppo di effetti *P-Delta*. Un approccio a base fissa tende, inoltre a mitigare molto gli effetti sull'impalcato derivanti dalla differente risposta dinamica di pile successive, ad esempio, per mere variazioni di condizioni di natura geotecnica e quindi di

accoppiamento con le caratteristiche strutturali. Anche nel campo dell'identificazione dinamica delle strutture (analisi operativa), magari volto alla valutazione del danneggiamento, l'interazione terreno struttura risulta determinante per il confronto e l'interpretazione dei fenomeni in atto.

2.2 VIADOTTO IMERA (SICILIA)

Nel presente paragrafo si illustrano i principali risultati presentati nell'articolo *“The 2015 Scillato Landslide (Sicily, Italy): deformational behavior inferred from Satellite & Terrestrial SAR Interferometry”* di Moretto S., Bozzano F., Brunetti A., Della Seta M., Majetta S., Mazzanti P., Rocca A., Valiante M. (FMGM, 2018) e nell'articolo *“On the reactivation of a large landslide induced by rainfall in highly fissured Clays”* di Rosone M., Zicarelli M., Ferrari A. e Airò Farulla C. (Engineering Geology, 2018).

Il 10 Aprile 2015 una frana di circa 13 ha si è attivata in C.da Favara, distante circa 3 km in direzione NE dall'abitato di Caltavuturo, in Sicilia. Il dissesto ha distrutto un tratto di circa 250 m della Strada Provinciale n. 24 e ha investito le pile del Viadotto Imera lungo l'autostrada A19 Palermo – Catania, danneggiandolo irrimediabilmente.



Figura 30: veduta panoramica del dissesto.

Il territorio di Caltavuturo appartiene al settore meridionale della catena montuosa delle Madonie, caratterizzato da un contesto geologico complesso sia per la presenza di varie formazioni affioranti, sia per un assetto strutturale condizionato da contatti tettonici di tipo compressivo e distensivo.

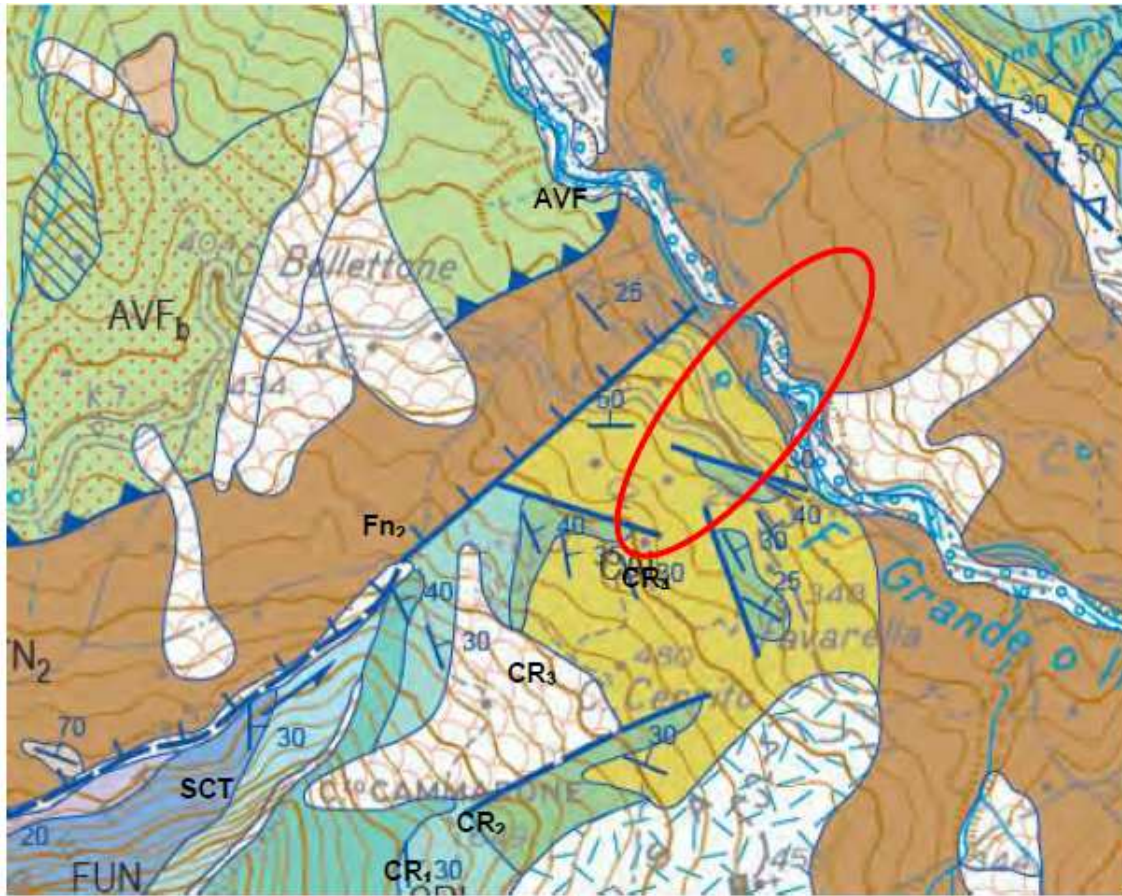


Figura 31: Stralcio della Carta Geologica 1:50.000, Foglio 609 Termini Imerese (CARG) – Il cerchio rosso individua la zona della frana che ha interessato le pile del Viadotto Imera lungo la A19 Palermo – Catania.

Nell'area interessata dall'evento franoso affiorano i terreni argillosi e argillo-sabbiosi del Flysch Numidico che è delimitato:

- A Ovest, da un fronte di sovrascorrimento delle Argille Varicolori sovrapposte ai terreni del Flysch;
- A Est, da una faglia diretta che mette a contatto i terreni flyschiodi con le successioni carbonatiche delle Formazioni Fanusi, Crisanti e Caltavuturo.

Il Flysch Numidico corrisponde a peliti sabbiose, megabrecce carbonatiche, arenarie quarzose torbiditiche e quarzoareniti con livelli microconglomeratici.

Le strutture tettoniche sono genericamente causa di uno stato di fragilità dei litotipi affioranti che, nell'intera area, sono fortemente esposti a fenomeni di dissesto gravitativo.

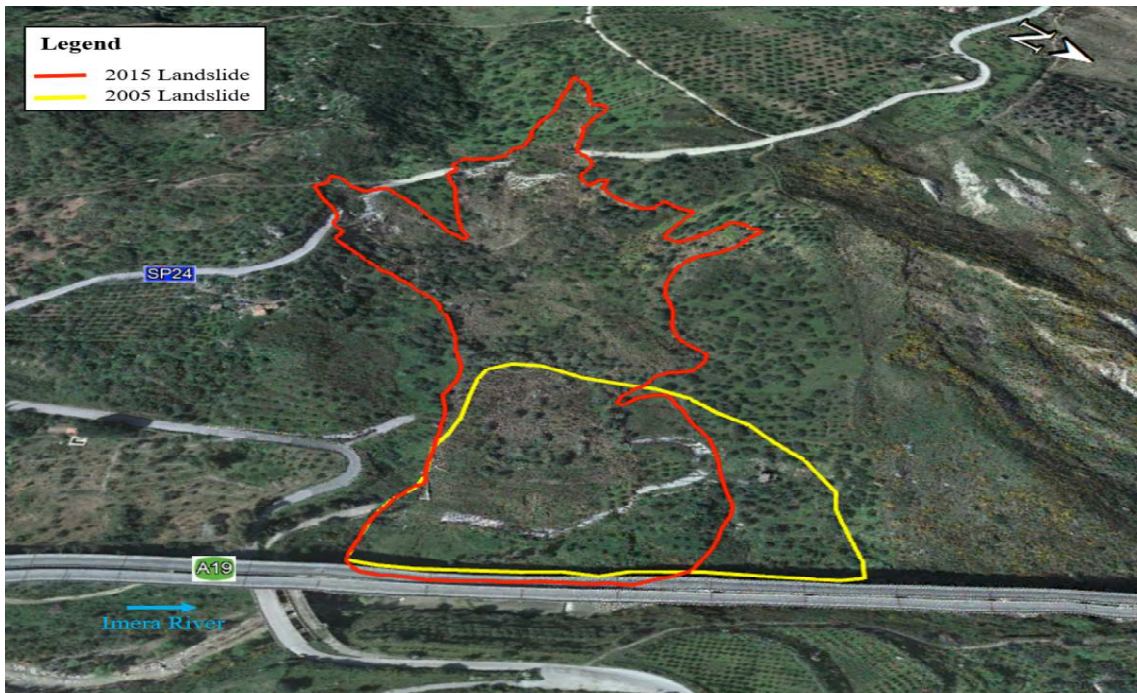


Figura 32: panoramica della frana di Scillato del 2015 e della frana del 2005

Il versante in esame ricade nell'ambito del bacino idrografico del Fiume Imera Settentrionale, rispetto al quale è disposto in sinistra idraulica. Il vigente Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico dell'Imera Settentrionale (DPRS del 29.09.2004 – GURS n. 53 del 10.12.2004) ha identificato nei luoghi soggetti alla recente frana il dissesto 030-6CL-038, classificato come colamento quiescente, a pericolosità moderata P1.

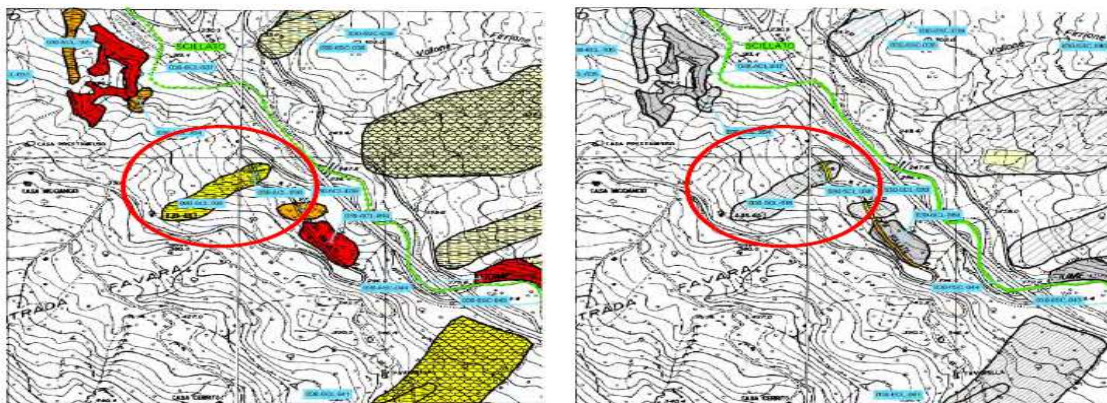


Figura 33: Stralci della Carta dei dissesti (a sx) e della Carta delle pericolosità e del rischio geomorfologici (a dx) del vigente PAI del Bacino idrografico del F. Imera Settentrionale.

Nel corso del 2005, la porzione di valle del versante ha subito un evento gravitativo che ha distrutto parte della sede viaria della SP 24.

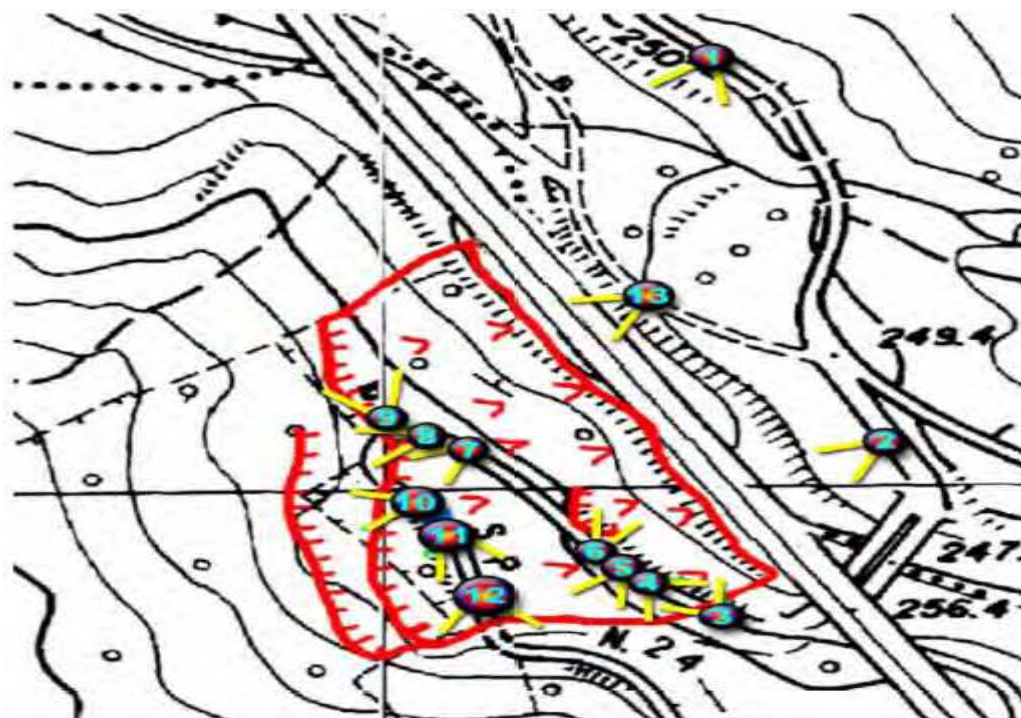


Figura 34: Perimetrazione del dissesto del 2005 (Fonte Reg. Sic. – Servizio Geologico e Geofisico)

Con il provvedimento prot. n. 46435 del 13.10.2014 il Servizio 3 DRA ARTA ha prodotto la previsione di aggiornamento del PAI del Bacino Idrografico del F. Imera Settentrionale, in cui il dissesto 030-6PCL-038 è stato riperimetrato e classificato quale dissesto attivo con pericolosità media P2 e rischio elevato (R3) per la sola porzione della SP24 già coinvolta dalla frana del 2005 e, di fatto, non più esistente.

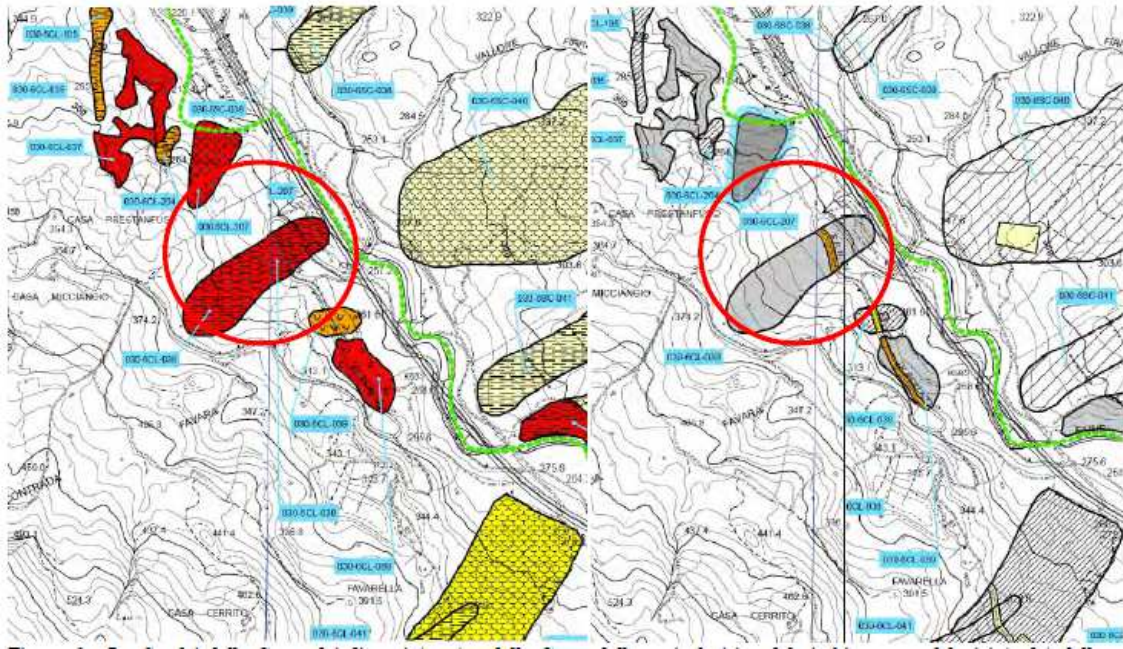


Figura 35: Stralci della Carta dei dissesti (a sx) e della Carta delle pericolosità e del rischio geomorfologici (a dx) della previsione di aggiornamento del PAI del Bacino idrografico del F. Imera Settentrionale.

Alcuni sondaggi effettuati nell'area interessata dalla frana mostrano che i terreni che ospitano la superficie di scorrimento appartengono ad una formazione molto ampia costituita da argille e marne fortemente fessurate di colore variabile dal grigio al rosso, con interposti livelli di arenarie quarzose e calcareniti. I sondaggi inoltre, mostrano che la parte superiore dello strato di argilla è compresa tra 3 e 22 metri sotto il livello del suolo. Alla destra dell'area di frana, le argille comprendono un grosso lembo del calcare marnoso appartenente alla formazione Polizzi, affiorante su un ripido pendio alto alcune decine di metri di cui è stato calcolato l'angolo di inclinazione della superficie. Invece il pozzo PZ14, posto a circa 90 metri, non ha incontrato i calcari marnosi fino a circa una profondità di 17 metri dal livello del suolo.

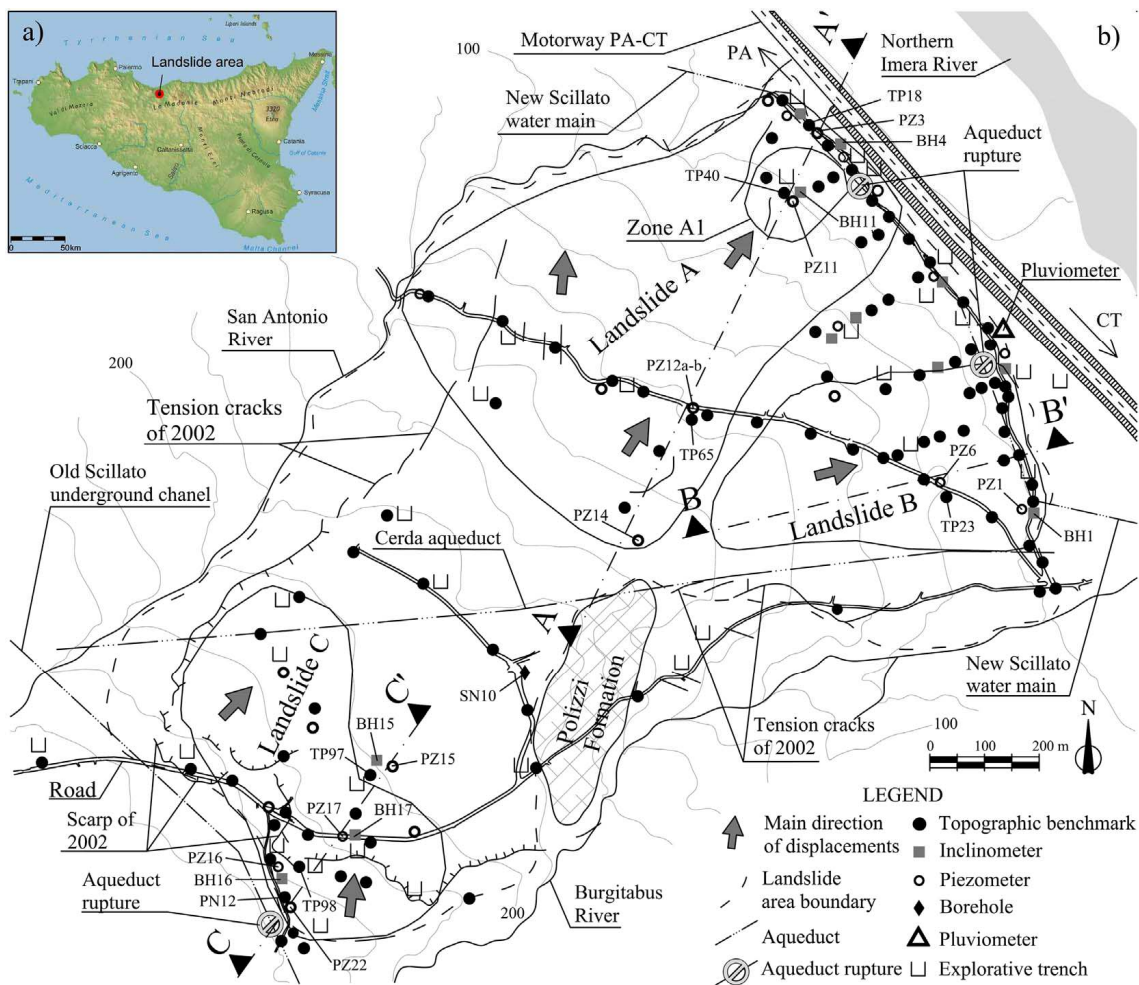


Figura 36: schema dell'area di frana; a) localizzazione; b) limiti geografici delle frane con le relative infrastrutture interessate, il sistema di monitoraggio realizzato tra il 2008 e il 2009 e le principali indagini geotecniche eseguite.

Le informazioni provenienti dai sondaggi effettuati mostrano che le argille sono intensamente fessurate e spesso includono rocce massicce aventi diametri dell'ordine di 0,5 – 1,0 m. inoltre, superfici scorrevoli lisce sono presenti fino ad una profondità di 5 – 6 m, con maggiore frequenza nelle zone di punta delle frane A e B.

La frana A è la più ampia della zona. Ha una lunghezza di 850 metri, mentre la sua larghezza varia da 300 a 600 metri. Presenta un'inclinazione media del pendio dell'ordine di 8°, tuttavia, a livello locale, la pendenza può essere notevolmente maggiore.

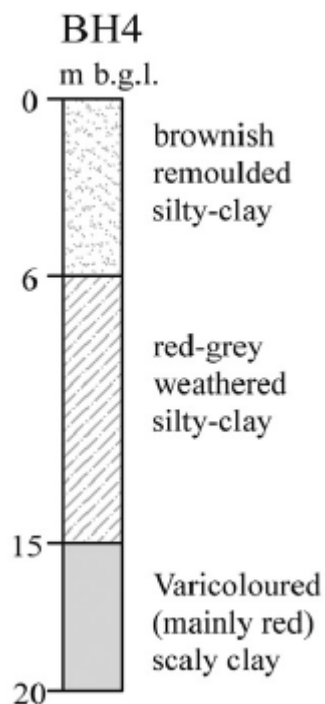


Figura 37: sondaggio BH4 eseguito nell'area di frana A

Le superfici di scorrimento attive si sviluppano principalmente al contatto tra i diversi strati. Grazie agli strumenti di monitoraggio installati tra il 2008 e il 2011 è stato possibile ricavare una visione d'insieme degli spostamenti della frana A, B e C:

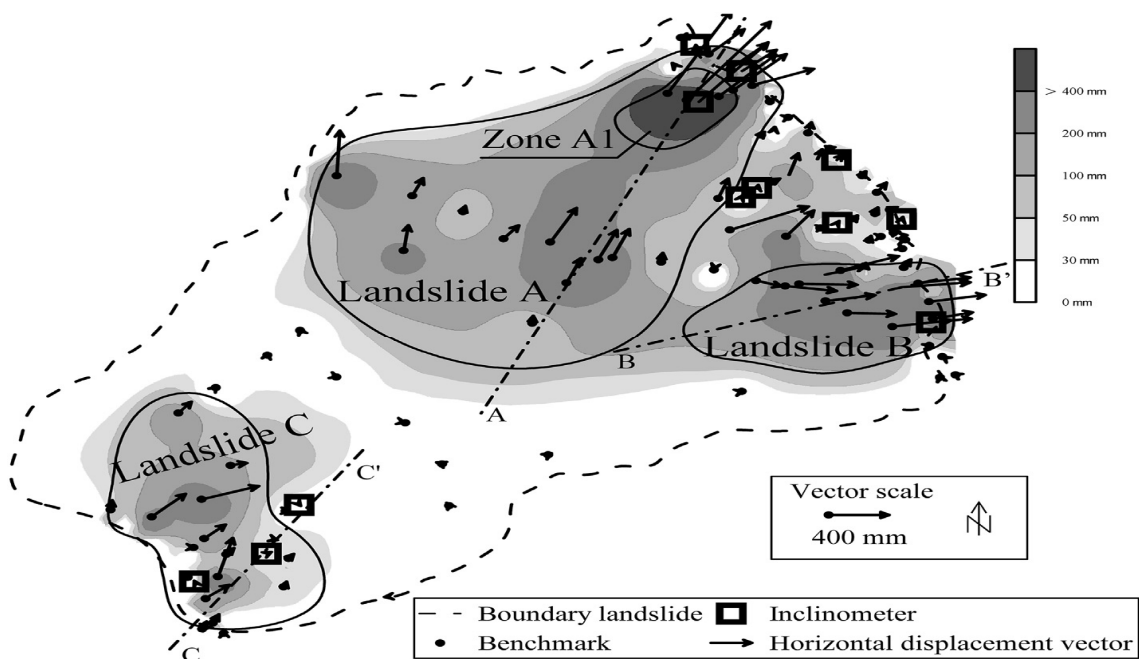


Figura 38: mappa dei vettori di spostamento orizzontale tra il 2008 e il 2011

La frana B si trova nella parte meridionale dell'area. L'assetto geologico del versante è caratterizzato da strati di argilla rimaneggiata, di spessore variabile, al di sopra delle argille varicolori.

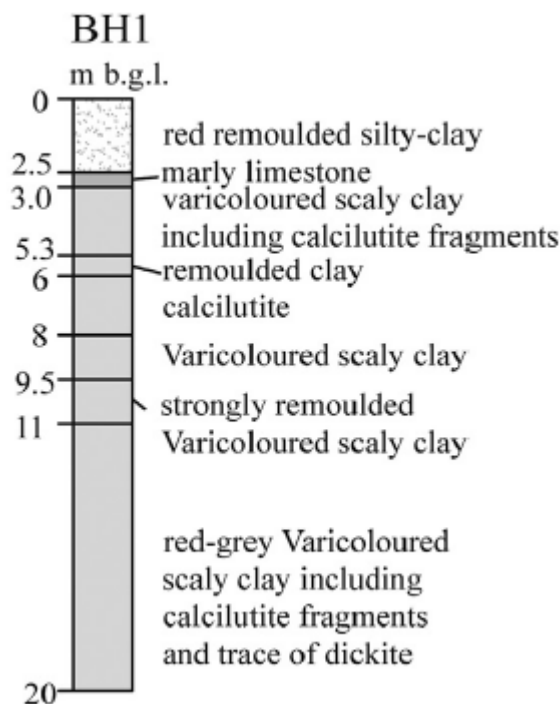


Figura 39: sondaggio BH1 eseguito nell'area di frana B

Il monitoraggio effettuato sull'area mostra che la superficie di scorrimento corrisponde ad uno strato fortemente rimaneggiato di argille varicolori posto tra 9,5 e 11 metri al di sotto del livello del suolo.

La frana C si trova nella parte superiore dell'area di frana. l'impostazione geologica del pendio è caratterizzata da strati di argilla rimaneggiata al di sopra delle argille varicolori.

Le superfici di scorrimento individuate si sviluppano principalmente nelle zone di contatto tra le argille rimaneggiate e le argille alterate. Lo spessore massimo dello strato di argilla rimaneggiata, come riportato nella figura del sondaggio BH17, è di 17 metri.

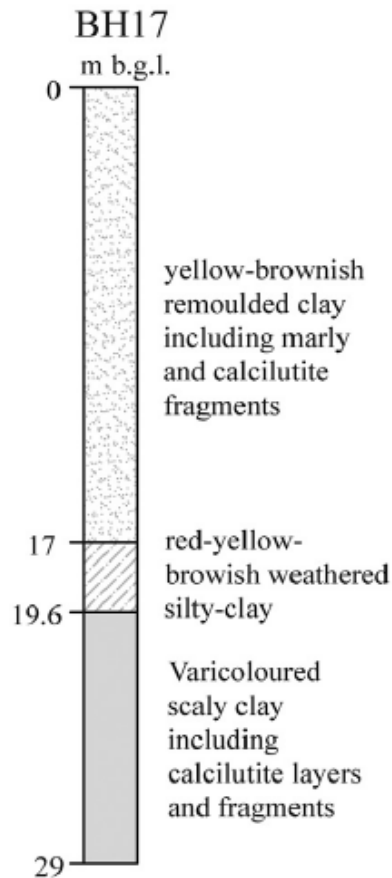


Figura 40: sondaggio BH17 eseguito nell'area di frana C

Il piano di monitoraggio è stato sviluppato ai fini della conoscenza e del controllo del versante con l'obiettivo di garantire le condizioni di sicurezza della circolazione stradale durante i lavori per il ripristino della viabilità dell'autostrada A19. Le attività sono iniziate prima dell'inizio dei lavori di ripristino, al fine di ottenere informazioni circa i fenomeni di dissesto del versante. Il sistema di monitoraggio include misurazioni sia automatiche che manuali, consentendo il controllo dell'evoluzione della frana e delle strutture ubicate nell'area di interesse. Il piano di monitoraggio comprende:

sistemi automatici

- N.1 pluviometro
- N.10 inclinometri in sito
- N.20 piezometri
- N.2 sistemi TInSAR

Sistemi manuali

- N.7 verticali inclinometriche
- N.13 verticali piezometriche

I sistemi automatici sono collegati e controllati da un'unità di acquisizione dati, per le misurazioni automatiche a tempo programmato e per il trasferimento dei dati. Tutti i dati acquisiti vengono validati da procedure standard riguardanti la gestione degli scenari di emergenza e sono raccolti in una piattaforma on line sviluppata appositamente per questo tipo di monitoraggio, che consente la consultazione dei dati in tempo reale. La piattaforma di monitoraggio consente di raggiungere i seguenti obiettivi:

- Monitorare continuamente i movimenti profondi orizzontali, con l'identificazione della potenziale superficie di scorrimento;
- Monitorare costantemente gli spostamenti superficiali del suolo e delle strutture;
- Rilevazione di processi di subsidenza e assestamento;
- Ricostruzione dell'assetto idrico sotterraneo;

Ad un anno dalla frana di Scillato, sono stati realizzati due sistemi di monitoraggio TInSAR (terrestrial InSAR). L'interferometria radar ad apertura sintetica (InSAR) è una valida tecnica per la stima dei processi di deformazione superficiale attraverso l'utilizzo di sensori installati su piattaforme satellitari (A-DInSAR) e terrestri (TInSAR).

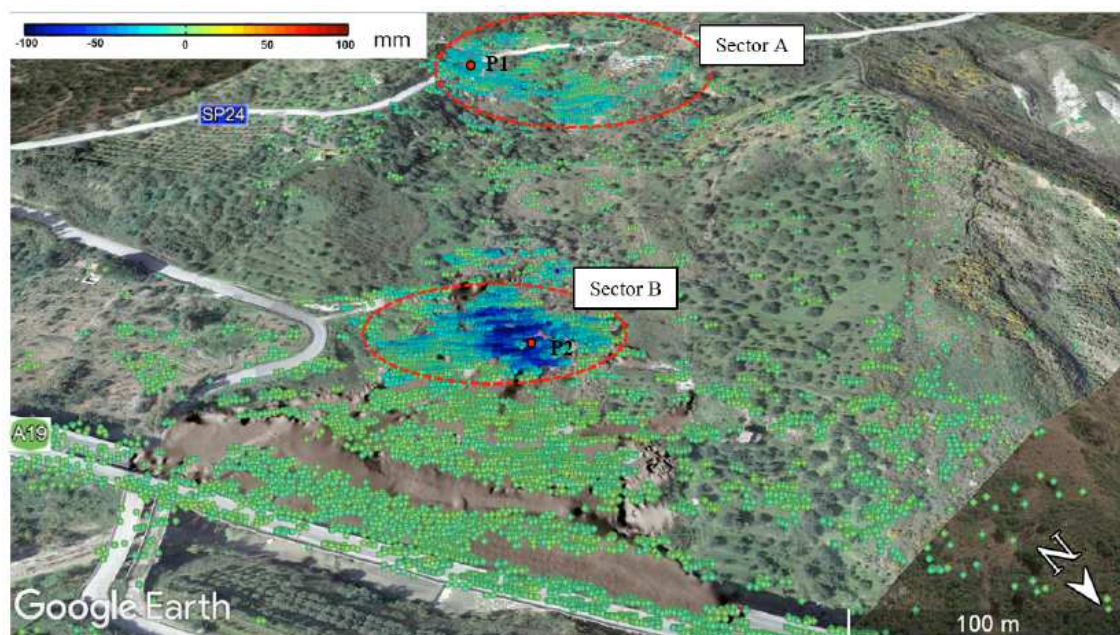
Una delle maggiori peculiarità della tecnologia InSAR Satellitare è la capacità di effettuare analisi storiche di spostamento, grazie all'archivio di immagini disponibile dal 1992. Inoltre, le caratteristiche dei satelliti di nuova generazione permettono il monitoraggio del terreno e delle strutture con brevi intervalli di acquisizione. Le recenti tecniche di interferometria avanzata (A-DInSAR) sfruttano la naturale presenza sul territorio di elementi antropici (edifici, manufatti, infrastrutture) e naturali (rocce esposte, porzioni omogenee di terreno) per restituire punti di misura affidabili dei quali restituire serie temporali di spostamento molto accurate.

Oltre ai sensori satellitari, i sensori a terra sono utilizzati per diverse applicazioni di monitoraggio. L'Interferometria SAR Terrestre (TInSAR) è una tecnica per il monitoraggio degli spostamenti di elementi antropici (strutture e infrastrutture) e naturali (frane, versanti in roccia, vulcani ecc.). L'elevata accuratezza nelle misure senza la necessità di installare riflettori artificiali e l'elevata frequenza di campionamento consentono di acquisire simultaneamente informazioni su tutto lo scenario irradiato dal sensore con accuratezze sub-millimetriche. Grazie alla configurazione SAR (che prevede il movimento del sensore radar lungo un binario) e a particolari algoritmi sviluppati da un'impresa specializzata che consentono l'integrazione con modelli 3D acquisiti attraverso rilievi Laser Scanner a compendio, si

possono ottenere mappe tridimensionali di spostamento per la caratterizzazione e la perimetrazione dei settori instabili. Inoltre, sfruttando la configurazione TInRAR (Real Aperture Radar), un sistema basato sull'interferometria per l'analisi statica e dinamica da remoto, è possibile effettuare il monitoraggio strutturale (Structural Health Monitoring) di ponti identificando i parametri modali delle strutture in esame.

La tecnica applicata per elaborare i dati SAR è denominata interferometria differenziale (*DInSAR*): si basa sul confronto di due immagini radar, acquisite dal satellite percorrendo la stessa orbita e sulla stessa porzione di territorio, eseguendo una differenza delle distanze sensore-bersaglio misurate nei due istanti di acquisizione in modo da mettere in evidenza eventuali movimenti superficiali. Tale operazione genera un interferogramma, matrice delle differenze del valore di fase tra le due immagini SAR considerate; tipicamente presenta una serie di frange colorate, in cui i diversi colori rappresentano diversi valori di fase mentre ciascuna frangia rappresenta un ciclo di variazione della fase interferometrica.

I contributi di fase, tuttavia, non dipendono solo dalla distanza sensore-bersaglio e, quindi, da eventuali movimenti intercorsi tra le due acquisizioni, ma sono affetti da disturbi (fenomeni di decorrelazione) legati alla topografia dell'area, alla riflettività del suolo e alle variazioni delle condizioni atmosferiche tra le due acquisizioni che riducono e talora compromettono, la lettura dell'interferogramma.



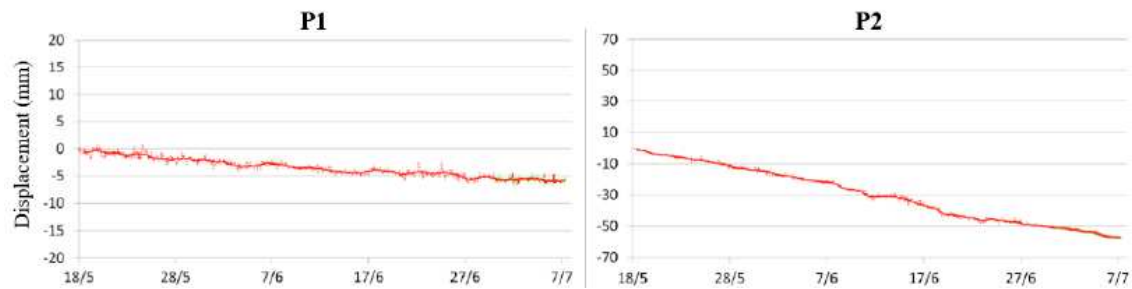


Figura 41: mappa di spostamento 2D riferita al periodo 18 maggio – 7 luglio 2016

Durante i 22 mesi di monitoraggio sono stati rilevati spostamenti discontinui localizzati in corrispondenza del tracciato della SP 24 (ovvero la zona chiamata “settore A”) e nella parte centrale del corpo di frana (settore B), mentre il viadotto è risultato stabile per tutto il periodo di monitoraggio. I maggiori spostamenti sono stati registrati tra la metà di maggio e luglio 2016. Nel periodo è stato individuato un settore in movimento con andamento a velocità costante nel settore B con un’estensione di 40mx40m, caratterizzato da una velocità di spostamento di 1,2 mm/giorno.

I risultati dell’attività di monitoraggio mostrano l’importanza di utilizzare strumenti appropriati in relazione alla proporzione dell’evento da monitorare. In particolare i sistemi InSAR permettono il controllo in continuo dei movimenti dei versanti e delle costruzioni antropiche che in un paese geologicamente vulnerabile come l’Italia può rivelarsi di estrema importanza.

Dai risultati delle indagini e del monitoraggio sul campo, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I terreni interessati dalla frana sono essenzialmente costituiti da argille rimaneggiate altamente fessurate, appartenenti ad una formazione di argille varicolori. Tre distinte frane (A, B e C) sono state rilevate nel periodo di monitoraggio, localizzate all’interno di un’area complessiva di frana innescata dal terremoto verificatosi nel settembre del 2002.
- I terreni interessati sono caratterizzati da una costituzione molto variabile e quindi da un’altrettanto variabile distribuzione delle pressioni interstiziali. Queste caratteristiche sono associate all’eterogeneità litologica delle argille varicolori, caratterizzate da inclusioni molto frequenti e casuali di strati rocciosi, blocchi o massi, ed in generale con il contesto geologico molto complesso.

CAPITOLO 3

3 LE NUOVE LINEE GUIDA DEL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

Nel 2020 il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ha emanato le “*Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*” che illustrano una procedura per la gestione della sicurezza dei ponti esistenti, ai fini di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio. Essa è composta da tre parti, relative al censimento e classificazione del rischio, alla verifica della sicurezza e alla sorveglianza e monitoraggio dei ponti e dei viadotti esistenti.

In particolare, essa illustra come la classificazione del rischio o, meglio, la classe di attenzione si inquadri in un approccio generale multilivello che dal semplice censimento delle opere d’arte da analizzare arriva alla determinazione di una classe di attenzione sulla base della quale si perverrà, nei casi previsti dalla metodologia stessa, alla necessità di una verifica di sicurezza. L’impiego di un approccio multilivello per la gestione dei ponti esistenti è giustificato dal numero di infrastrutture presenti sul territorio italiano. La complessità e, quindi, l’onerosità delle ispezioni, delle indagini, dei controlli, dei monitoraggi e delle verifiche da effettuare, è calibrata valutando di volta in volta, seppur in modo approssimato e qualitativo, l’effettiva necessità e urgenza in funzione dello stato attuale dell’opera, pervenendo ad un metodo, omogeneo ed uniforme al variare delle tipologie di infrastrutture, di valutazione della classe di attenzione.

L’approccio multilivello proposto prevede valutazioni speditive estese a livello territoriale, quali il censimento, le ispezioni e la classificazione, e valutazioni puntuali, di complessità maggiore, concentrate su singoli manufatti. In particolare, da una prima analisi eseguita sull’intero patrimonio infrastrutturale esistente mediante la costruzione di un censimento ragionato basato sul reperimento del maggior numero di informazioni possibili e sull’effettuazione di ispezioni visive metodologicamente strutturate, è definita la classe di attenzione da attribuire ad ogni ponte e, quindi, il grado di complessità e la tipologia dei successivi approfondimenti eventualmente richiesti, opportunamente graduati ed ottimizzati.

L'approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, aventi grado di approfondimento e complessità crescenti. Sinteticamente:

- Il Livello 0 prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali mediante la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile.
- Il Livello 1, esteso alle opere censite a Livello 0, prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geo-morfologiche ed idrauliche dell'area, tese a individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere, nonché potenziali condizioni di rischio associate a eventi franosi o ad azioni idrodinamiche.
- Il Livello 2 consente di giungere alla classe di attenzione di ogni ponte, sulla base dei parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati elaborando i risultati ottenuti dai livelli precedenti. In funzione di tale classificazione, si procede quindi con uno dei livelli successivi.
- Il Livello 3 prevede l'esecuzione di valutazioni preliminari atte a comprendere, unitamente all'analisi della tipologia ed entità dei dissesti rilevati nelle ispezioni eseguite al Livello 1, se sia comunque necessario procedere ad approfondimenti mediante l'esecuzione di verifiche accurate di Livello 4.
- Il Livello 4 prevede l'esecuzione di valutazioni accurate sulla base di quanto indicato dalle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti.
- Il Livello 5 si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete, opportunamente individuati. Per tali opere è utile svolgere analisi più sofisticate quali quelle di resilienza del ramo della rete stradale e/o del sistema di trasporto di cui lo stesso è parte, valutando la rilevanza trasportistica, analizzando l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico in cui esso è inserito.

3.1 LE CLASSI DI ATTENZIONE SECONDO LE NUOVE LINEE GUIDA MINISTERIALI

La classe di attenzione è una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle indagini/verifiche/controlli nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari.

Le Linee Guida prevedono 5 Classi di Attenzione:

- Classe Alta
- Classe Media-Alta
- Classe Media
- Classe Medio-Bassa
- Classe Bassa

Il valore della Classe di Attenzione è individuato mediante la valutazione semplificata della pericolosità, dell'esposizione e della vulnerabilità associati alla singola opera, effettuata elaborando i risultati scaturenti dalle ispezioni visive. In ogni caso, la Classe di Attenzione determinata non può essere inferiore a CdA Bassa e superiore a CdA Alta. Nello specifico occorre innanzitutto specificare quali sono i rischi considerati rilevanti per le strutture da ponte considerando le loro peculiarità e quelle dei contesti in cui esse sono generalmente inserite. Anche in considerazione dei diversi periodi di ritorno e della diversa natura delle azioni preponderanti da cui esse dipendono, risulta conveniente distinguere quattro tipologie di rischio:

- Rischio strutturale e fondazionale;
- Rischio sismico;
- Rischio frane;
- Rischio idraulico.

È dunque utile e necessario analizzare i rischi rilevanti in maniera separata ed indipendente, definendo un metodo di classificazione e, quindi, una Classe di Attenzione diversa per ognuno di essi distinguendo:

- Classe di Attenzione strutturale e fondazionale;
- Classe di Attenzione sismica;
- Classe di Attenzione frane;
- Classe di Attenzione idraulica.

La definizione di classe di attenzione proposta è ispirata al noto schema di definizione di rischio, ossia è il risultato della combinazione di tre fattori principali: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

Tali fattori sono a loro volta determinati considerando i principali parametri che li influenzano. Questi ultimi sono distinti in “parametri primari” e “parametri secondari”, includendo tra i primi quelli con maggiore importanza ai fini della classificazione. La determinazione dei fattori e quindi della classe di attenzione, si esegue mediante un approccio per “classi ed operatori logici”, ossia raggruppando ogni parametro principale e secondario in classi e combinando le classi tra loro mediante flussi logici.

I parametri primari e secondari sono determinati elaborando i dati raccolti mediante il censimento e le ispezioni visive. A seconda del valore dei parametri primari si individuano 5 classi – bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta – definite con criteri e range di variazione specifici per ogni parametro. Tali classi sono poi corrette in funzione dei parametri secondari, classificati in 2 o più classi. Si individuano, quindi, le classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, tra le 5 previste - bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta – combinando le classi dei parametri primari e secondari relativi. La classe di attenzione, anch’essa distinta nelle solite 5 classi, si ottiene infine dalla combinazione delle classi di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. Il percorso logico alla base della determinazione della classe di attenzione è sintetizzato nella seguente figura.

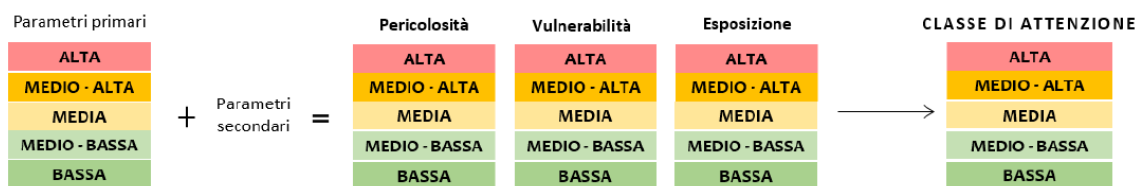


Figura 42: flusso logico per la determinazione della classe di attenzione

3.2 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA

La definizione della classe di attenzione sismica tiene conto dei principali parametri che influenzano la risposta alle azioni sismiche dei ponti e delle reti stradali di appartenenza. La classe di attenzione sismica dipende da fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati mediante la combinazione di parametri primari e secondari. Questi ultimi sono indicati nella seguente tabella.

Tabella 8: parametri primari e secondari CDA sismica

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Accelerazione di picco al suolo e categoria topografica	Categoria di sottosuolo
Vulnerabilità	Schema strutturale, luce e materiale Livello di difettosità	Criteri di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose Strategicità dell'opera

3.2.1 CLASSE DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Per la valutazione della pericolosità sismica si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti assumendo come parametri significativi l'accelerazione di picco al suolo, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni e riferita a suoli rigidi, la categoria topografica e l'amplificazione stratigrafica valutata attraverso l'approccio semplificato della categoria di sottosuolo. Sono quindi parametri legati esclusivamente alle caratteristiche geomorfologiche e stratigrafiche del sito di costruzione. Mentre i primi due parametri, accelerazione di picco al suolo e categoria topografica, si possono determinare in tutti i casi mediante i dati relativi alla localizzazione del ponte, la determinazione della categoria di sottosuolo necessita di informazioni specifiche sulla stratigrafia del sottosuolo, ricavabili dai documenti progettuali disponibili o da indagini apposite. Nel caso tali informazioni non siano disponibili, occorre procedere in via cautelativa assumendo la peggiore tra le categorie di sottosuolo ragionevolmente prevedibili per quel sito.

La classificazione della pericolosità sulla base dell'accelerazione di picco e della categoria topografica viene fatta sulla base della seguente tabella:

Tabella 9: classificazione pericolosità sulla base di a_g e della categoria topografica

	T1, T2, T3	T4
$a_g \geq 0,25 \text{ g}$	ALTA	ALTA
$0,15 \text{ g} \leq a_g < 0,25 \text{ g}$	MEDIO-ALTA	ALTA
$0,10 \text{ g} \leq a_g < 0,15 \text{ g}$	MEDIA	MEDIO-ALTA
$0,05 \text{ g} \leq a_g < 0,10 \text{ g}$	MEDIO-BASSA	MEDIA
$a_g < 0,05 \text{ g}$	BASSA	MEDIO-BASSA

La combinazione di tali parametri permette di determinare la classe di pericolosità sismica associata ai ponti, secondo il percorso logico in figura.

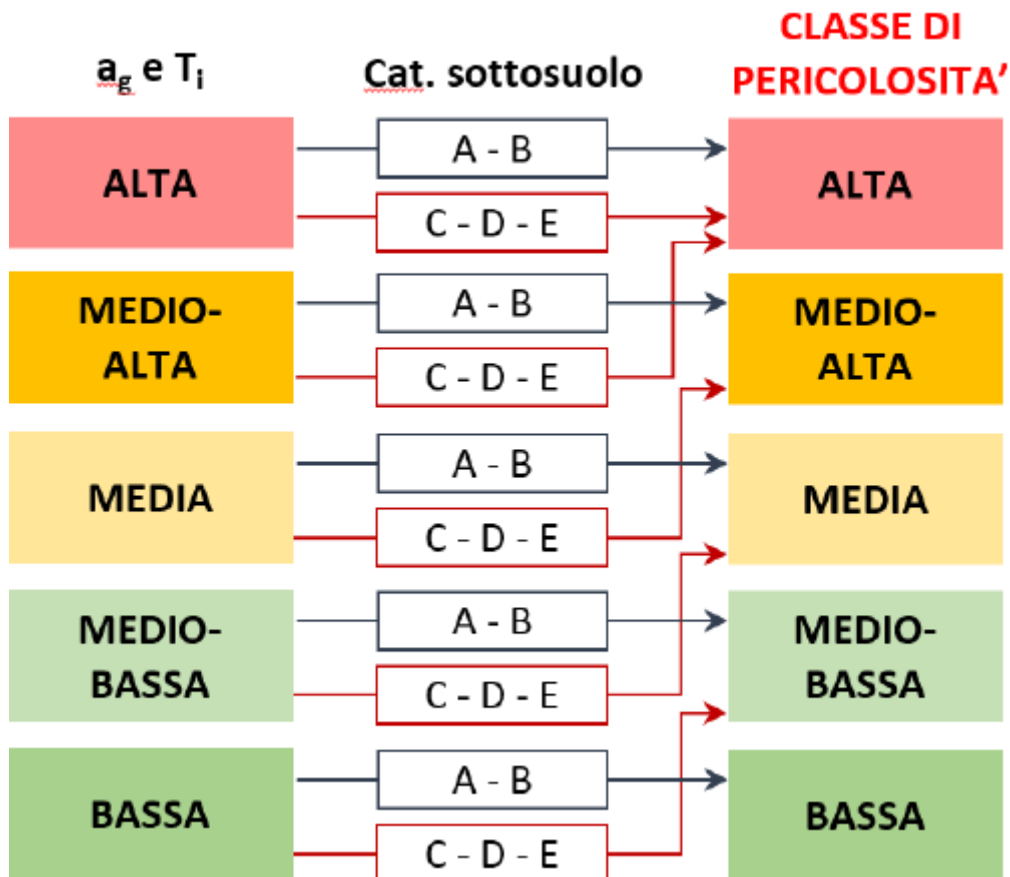


Figura 43: flusso logico per la determinazione della classe di pericolosità sismica

3.2.2 CLASSE DI VULNERABILITÀ SISMICA

La vulnerabilità sismica dei ponti dipende dalle caratteristiche strutturali influenti sul loro comportamento sismico, e da come esse rispondono alle richieste indotte dalle azioni sismiche. La sua classificazione è pertanto determinata considerando i parametri primari schema strutturale, luce e materiale ed il livello di difettosità e il parametro secondario relativo ai criteri di progettazione.

È evidente che ponti caratterizzati da schemi statici, luci e materiali differenti hanno comportamenti diversi nei confronti delle azioni sismiche. Ciò dipende essenzialmente dalla ridondanza degli schemi statici e dal loro comportamento dinamico, dal numero di elementi vulnerabili soggetti all'azione sismica, quali pile ed apparecchi di appoggio, dalla massa delle strutture, dal livello di conservazione dei manufatti al momento dell'evento sismico e dalla presenza di eventuali altri elementi che contribuiscono ad incrementare la vulnerabilità del ponte alle azioni sismiche; è questo il caso, ad esempio, degli impalcati sghembi. Per tener conto di tali differenze di comportamento, la prima classificazione che occorre fare dipende da schema statico, luce e materiale, secondo le indicazioni nella seguente figura.

Tabella 10: classificazione sulla base di schema statico, luce e materiale

		Schema isostatico		Schema iperstatico	
		L medio-piccola	L elevata	L medio-piccola	L elevata
C.A.	Singola campata	Media	Medio-alta	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
C.A.P.	Singola campata	Media	Medio-alta	-	-
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
Muratura	Singola campata	-	-	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	-	-	Medio-bassa	Media
Acciaio	Singola campata	Medio-bassa	Medio-bassa	Bassa	Bassa
	Multi-campata	Media	Media	Medio-bassa	Medio-bassa

Per luci medio-piccole si intendono luci non maggiori di 20 m, per luci elevate le luci maggiori di 20 m. Secondo la classificazione proposta, ponti multi-campata, ad esempio, sono da considerarsi più vulnerabili di ponti a singola campata, in quanto caratterizzati da un maggior numero di pile, elementi particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche.

La tabella è da considerarsi indicativa ma non esaustiva di tutte le possibili situazioni che possono verificarsi. Casi non previsti devono essere valutati opportunamente e, se possibile, ricondotti a quelli considerati in tabella. Qualora il ponte abbia campate con

diverso schema statico (ad esempio, campate centrali ad arco e campate di riva con travate appoggiate), si consideri la classe di vulnerabilità più gravosa tra quelle associate ai due differenti schemi statici.

La presenza di ulteriori parametri di vulnerabilità sismica che caratterizzano specificatamente lo schema strutturale del ponte, quali impalcati sghembi o in curva, pile a singola colonna o con altezza molto disuniforme, presenza di appoggi particolarmente soggetti a degrado (quali appoggi a pendolo interamente in metallo, tipicamente soggetti ad elevata corrosione) o comunque situazioni che determinano concentrazioni di sforzo, moti rotazionali o quant'altro costituisce un aggravante alla vulnerabilità del ponte e da tenersi in debito conto.

Altro parametro primario è il livello di difettosità e, quindi, lo stato di conservazione del ponte è stimato elaborando i dati raccolti dalle ispezioni visive, ponendo l'attenzione sugli elementi e i dettagli costruttivi particolarmente influenti sul comportamento sismico globale del manufatto. Si tratta quindi di pile, strutture di fondazione, apparecchi di appoggio, ecc.

L'elaborazione dei dati porta alla distinzione di 5 livelli di difettosità relativi al comportamento sismico delle strutture, riportati nella seguente tabella:

Tabella 11: livelli di difettosità ai fini della classificazione della vulnerabilità sismica

ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di qualsiasi intensità su elementi critici (apparecchi di appoggio, sezioni di estremità delle pile) o presenza di condizioni critiche (cinematismi in atto, incipiente perdita di appoggio)
MEDIO-ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi può compromettere il comportamento globale dell'opera nei confronti delle azioni sismiche
MEDIO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi non può compromettere il comportamento globale nei confronti delle azioni sismiche dell'opera e difetti di gravità alta ($G=5$) e di intensità medio-bassa
MEDIO-BASSO	Difetti di gravità medio-alta ($G=4$) e di intensità medio-bassa e difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero elevato
BASSO	Difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero esiguo

Il livello di difettosità di un ponte si stima attraverso delle analisi visive compilando una scheda di difettosità in cui per ogni tipologia di elementi costituenti il ponte e materiale di realizzazione (spalle in c.a., spalle in muratura, travi e traversi in c.a., ecc.) si predispone una scheda di difettosità differente. Una scheda apposita è dedicata agli elementi accessori caratterizzanti la carreggiata stradale al di sopra del ponte. Questi non forniscono indicazioni circa "lo stato di salute strutturale" del ponte, ma incidono

sull'onere complessivo degli interventi di manutenzione che interesseranno l'opera. Ogni scheda di difettosità riporta un elenco dei difetti tipici di quell'elemento e di quel determinato materiale e ad ognuno dei difetti è associato un peso (G), variabile da 1 a 5: difetti meno gravi hanno peso 1, i difetti più gravi hanno peso 5. I difetti con peso 5 sono evidenziati sulle schede, al fine di rimarcare la necessità di eseguirne un rilievo accurato. La loro presenza, infatti, potrebbe essere indice di rilevanti e/o immediati problemi strutturali e, pertanto, si considerano particolarmente influenti sulla determinazione del livello di difettosità.

Ulteriore variabile che influenza il comportamento sismico delle strutture è la modalità con cui esse sono state progettate e, in particolare, l'impiego di criteri di progettazione sismica specifici. Occorre infatti considerare l'eventualità per cui l'azione sismica non sia stata affatto messa in conto nel progetto delle strutture. Tali aspetti sono strettamente correlati con la normativa tecnica di riferimento per la progettazione del ponte. Storicamente, infatti, ad eccezione di decreti specifici emanati a seguito di forti terremoti avvenuti sul territorio italiano, sulla base dei quali erano individuate zone caratterizzate da alta sismicità (ad esempio il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 a seguito del terremoto di Messina), occorre aspettare la legge n. 64 del 1974 per avere un approccio più attento al problema della sicurezza sismica e addirittura l'Ordinanza n. 3274 del 2003 per la classificazione sismica su base probabilistica dell'intero territorio italiano e per le prime norme tecniche di progettazione antisismica in un unico documento comprendente le diverse tipologie di costruzioni e materiali.

Sulla base della normativa di progettazione, l'anno di progettazione e il sito di costruzione, pertanto, occorre distinguere i ponti realizzati secondo criteri di progettazione antisismica e i ponti realizzati con criteri nei quali l'azione sismica non era messa in conto nella progettazione. Ovviamente, i primi hanno un livello di vulnerabilità minore rispetto ai secondi: tale considerazione porta a correggere la classificazione fatta sulla base di schema statico, luce e materiale secondo il flusso logico rappresentato in figura.

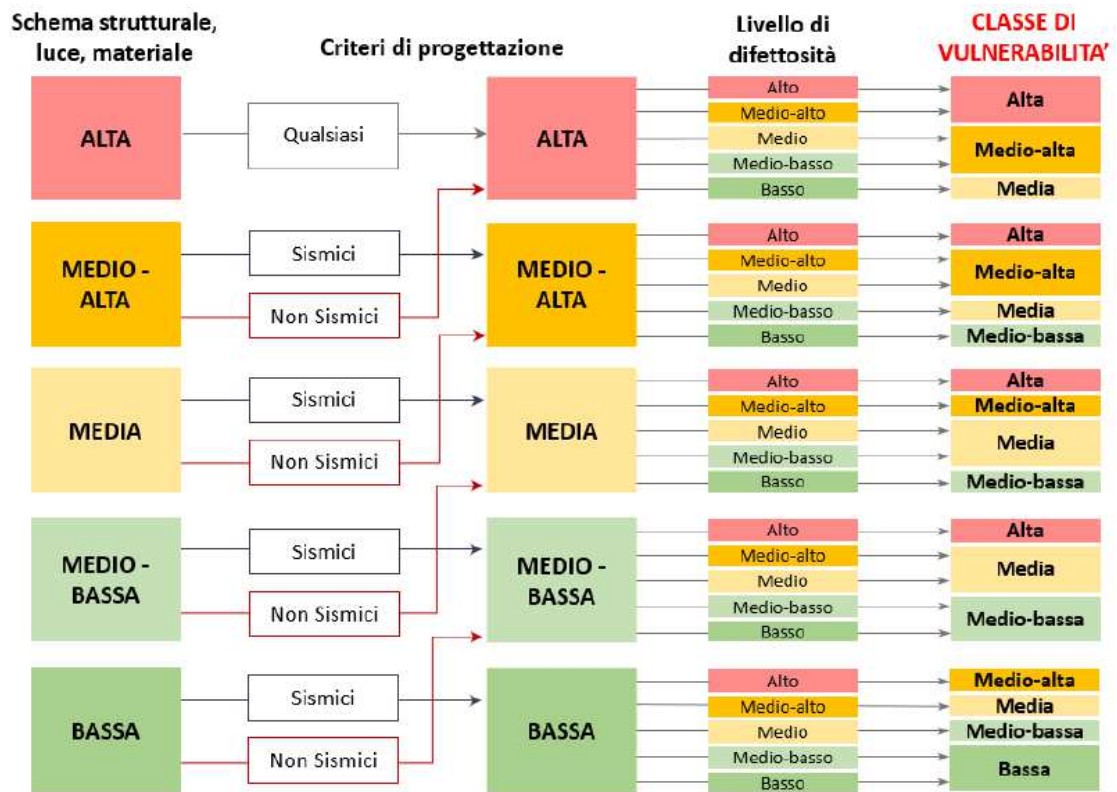


Figura 44: flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità sismica

3.2.3 CLASSE DI ESPOSIZIONE SISMICA

La stima del livello di esposizione è basata sui dati di traffico relativi alla rete stradale di interesse, in termini di frequenza dei veicoli transitanti, oltre che su fattori legati alla capacità della rete di fronteggiare situazioni impreviste, ossia alla sua resilienza.

I parametri da considerare per la valutazione del fattore esposizione sono:

- parametri primari: Livello di Traffico Giornaliero Medio (TGM) e luce della campata;
- parametri secondari: presenza o meno di alternative stradali, tipologia di ente scavalcato, trasporto di merci pericolose.

Analogamente agli altri fattori, il valore dei parametri primari determina una distinzione in 5 classi o livelli di esposizione che è poi modificata dal valore dei parametri secondari. In questo caso, il parametro legato al trasporto di merci pericolose influisce sulla classificazione finale della classe di attenzione, al fine di stabilire un ordine di priorità tra opere appartenenti ad una stessa classe.

Mediante le informazioni relative alle reti stradali di appartenenza raccolte nel censimento dell'infrastruttura, acquisite a seguito di studi trasportistici specifici o fornite dagli enti gestori di competenza, si può ricavare il volume di traffico previsto, in termini di Traffico Medio Giornaliero (TGM) ossia il numero medio di veicoli transitanti in un giorno sull'intera larghezza di carreggiata servita dal ponte. Sulla base di questo, si determina il livello di TGM come in figura.

Tabella 12: classe di esposizione sulla base del TGM

Alta	Media	Bassa
≥ 25000 veicoli/giorno	$10000 < \text{veicoli/giorno} < 25000$	≤ 10000 veicoli/giorno

Oltre che dal livello di TGM previsto sulla strada di interesse, il livello di esposizione, inteso come probabilità di subire perdite di vite umane a seguito di un evento quale il crollo di un ponte, dipende dalla luce media della campata della struttura, in quanto al suo aumentare, aumenta il rischio a cui l'utente della strada è esposto. Il livello di TGM individuato mediante la figura precedente, pertanto, si corregge in funzione della luce media della campata del ponte, distinguendo:

- Grande luce: per ponti con campate di luce media maggiore di 50 m;

- Media luce: per ponti con campate di luce media maggiore di 20 m e non maggiore di 50 m;
- Piccola luce: per ponti con campate di luce media non maggiore di 20 m.

Tabella 13: classe di esposizione sulla base del livello di TGM e luce media della campata del ponte

Luce media della campata	Livello di TGM		
	Alta	Media	Bassa
Grande luce	Alta	Medio-Alta	Media
Media luce	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa
Piccola luce	Media	Medio-Bassa	Bassa

La possibile chiusura o le limitazioni di traffico sul ponte causano inevitabili disagi alle economie locali. Tali disagi sono contenuti nel caso siano individuati itinerari stradali adeguati su cui eventualmente deviare i flussi di traffico. È pertanto considerata la presenza e l'adeguatezza, in termini di costi, tempo e distanze, delle alternative stradali percorribili in caso di chiusura del ponte.

La classe identificata sulla base di livello di TGM e luce media della campata, quindi, aumenta se non sono presenti alternative stradali adeguate come nel caso del viadotto in questione, in quanto il ponte acquisisce una maggiore importanza strategica per il corretto funzionamento del sistema viario ed è pertanto necessario preservarne l'efficienza ed evitare quanto più possibile crolli o perdite di funzionalità.

Il diverso livello di esposizione associato alla tipologia di ente scavalcato dipende dalle conseguenze, economiche e sociali che l'eventuale crollo del ponte avrebbe sull'ente stesso ed è messo in conto mediante la definizione di tre classi, descritte nella seguente figura ed utilizzate per correggere il livello di esposizione:

Tabella 14: classe di esposizione sulla base dell'ente scavalcato

ALTA	Ente scavalcato il cui uso preveda affollamenti significativi e/o con funzioni pubbliche e sociali essenziali e/o la cui interruzione provochi situazioni di emergenza e/o enti di elevato valore naturalistico, economico e sociale (Ferrovia, zona edificata/antropizzata, strade a viabilità primaria, etc.)
MEDIA	Ente scavalcato il cui uso preveda normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali, la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza e/o enti con limitato valore naturalistico, economico e sociale (strade a viabilità secondaria, corsi d'acqua, laghi, specchi d'acqua marini, etc.)
BASSA	Ente scavalcato con presenza occasionale di persone e privi di valore naturalistico, economico e sociale (discontinuità naturali, depressioni del terreno, etc.)

Incrociando tutti i risultati derivanti dall'analisi dei parametri primari e secondari, si giunge alla determinazione della classe di esposizione sismica secondo il seguente flusso logico:

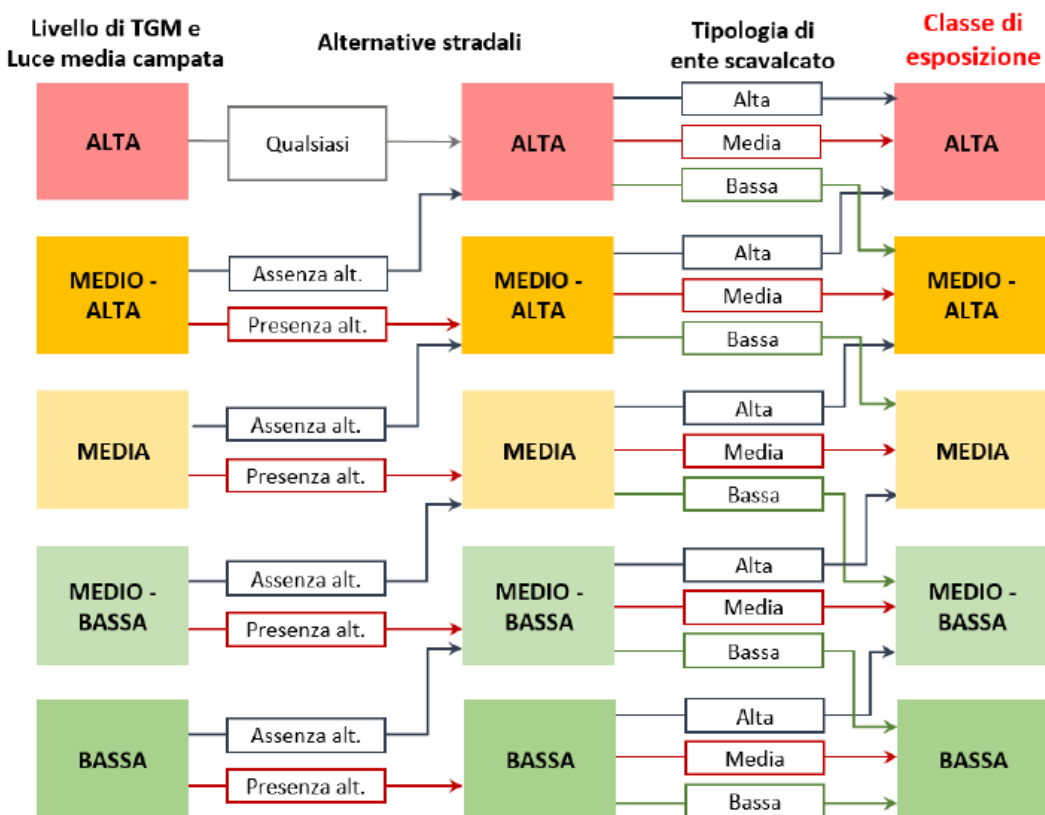


Figura 45: flusso logico per la determinazione della classe di esposizione sismica

3.2.4 DETERMINAZIONE CdA SISMICA

Abbiamo visto che la definizione della classe di attenzione è ispirata al noto schema di definizione di rischio, ossia è il risultato della combinazione di tre fattori principali: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

Incrociando tutti questi parametri secondo il flusso logico riportato nella seguente figura, è possibile giungere alla classe di attenzione sismica della struttura, in base alla quale si potrà avere un quadro preciso delle verifiche da effettuare e gli strumenti di monitoraggio da installare al fine di raggiungere un accettabile livello di sicurezza dell'infrastruttura esistente.



Figura 46: flusso logico per la determinazione della classe di attenzione sismica

3.3 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE

La definizione della classe di attenzione (CdA) associata al rischio frane tiene conto di alcuni specifici parametri che indicano il livello di coinvolgimento della struttura in eventuali fenomeni franosi, sia dal punto di vista spaziale che temporale.

Analogamente alla definizione della classe di attenzione sismica, la classe di attenzione per rischio frane fa riferimento a fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, determinati mediante la combinazione di parametri primari e secondari. L’approccio utilizzato per la determinazione della CdA frane è, ancora una volta, un approccio per classi e operatori logici. Ne consegue che devono essere seguiti flussi logici che permettano di passare dalla classificazione dei parametri primari e secondari, alla classificazione dei fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione e, infine, alla determinazione della Classe di Attenzione frane.

Si sottolinea che, a differenza dell’usuale nomenclatura impiegata per la definizione degli altri tipi di CdA analizzati, si adotta il termine di “suscettibilità” piuttosto che di pericolosità; in tal modo, viste le specifiche difficoltà intrinseche alla definizione della probabilità di accadimento dell’evento, si vuole far riferimento alla sola previsione spaziale, trascurando la previsione di tipo temporale.

I parametri primari e secondari individuati come rilevanti per la determinazione delle CdA frane sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 15: parametri primari e secondari per la determinazione della CDA associata al rischio frane

	Parametri primari	Parametri secondari
Suscettibilità	Instabilità di versante (Magnitudo, Velocità, Stato di attività)	Incertezza di modello Misure di mitigazione
Vulnerabilità	Tipologia/robustezza del ponte e tipologia di fondazioni	Estensione dell’interferenza
Esposizione	Livello di TGM e luce della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Strategicità dell’opera

Il livello di pericolosità/suscettibilità legato al rischio frane dipende dall’ambito geomorfologico (aree di pianure/versanti) in cui il ponte è inserito. Tale informazione si

può acquisire attraverso i dati di censimento di Livello 0 e confermare mediante l'esecuzione di ispezioni visive di Livello 1.

Alla base della definizione della vulnerabilità nel caso di rischio frane vi è la classificazione delle tipologie strutturali dei ponti. Quest'ultima è poi corretta mediante un parametro legato all'estensione dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o parti di essa.

La definizione del livello di esposizione nel caso di rischio frane segue gli stessi criteri e considera gli stessi parametri impiegati per la stima del livello di esposizione sismica, ossia il livello di TGM e la luce media della campata, la presenza di alternative stradali, la tipologia di ente scavalcato e la strategicità del ponte in caso di emergenza, prescindendo dal parametro "trasporto di merci pericolose".

3.3.1 STIMA DEL LIVELLO DI SUSCETTIBILITÀ LEGATO AL RISCHIO FRANE

Il livello di pericolosità/suscettibilità legato al rischio frane dipende dall'ambito geomorfologico (aree di pianure/versanti) in cui il ponte è inserito. Documentazioni quali le carte di pericolosità e rischio delle Autorità distrettuali territorialmente competenti, così come quelle di altri processi pianificatori o derivanti da analisi tecnico-scientifiche, costituiscono solo un primo riferimento, utile ma certamente non esaustivo. È inoltre da evidenziare che in talune situazioni l'analisi di dati satellitari potrebbe rivelarsi utile a definire instabilità nel tempo e nello spazio costituendo riferimenti per le elaborazioni. Per la valutazione della suscettibilità da frana sono utilizzati alcuni dei consueti parametri di classificazione e la nomenclatura propria delle "instabilità di versante", quali la magnitudo, la velocità e lo stato di attività, i quali sono poi combinati con parametri secondari legati alle incertezze di modello e alla presenza o meno di misure di mitigazione. Ribadita la complessità della previsione di accadimento, si è valutata fondamentale la definizione di tre parametri ritenuti di specifica importanza nel caso di ponti e di viadotti, rilevabili o deducibili dalle documentazioni e dalle osservazioni in situ. Tali parametri sono:

- parametro dello stato di attività per le frane riconosciute (P_A), o di grado di criticità per le frane potenziali (P_C).
- parametro della massima velocità potenziale di spostamento in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale P_V ;
- parametro della magnitudo, intesa come volume mobilizzabile P_M .

Tabella 16: parametri P_a o P_c in base allo stato di attività delle frane riconosciute o al grado di criticità per le frane potenziali.

Frana riconosciuta (P_A)	Attiva al momento del rilievo o con segni di movimento in atto	Inattiva Non attiva da diversi cicli stagionali	Stabilizzata
Frana potenziale (P_C)	Altamente critica	Critica	Scarsamente critica
P_A o P_C	5	3	1

Tabella 17: parametro P_v in base della massima velocità attesa in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale.

	> 3 m/min	3 m/min – 1,8 m/h	1,8 m/h – 13 m/mese	13 m/mese – 1,6 m/anno	< 1,6 m /anno
	<i>Estremamente/molto rapida</i>	<i>Rapida</i>	<i>Moderata</i>	<i>Lenta</i>	<i>Estremamente/molto lenta</i>
P_V	5	4	3	2	1

Tabella 18: parametro P_m per la magnitudo attesa su base volumetrica in metri cubi.

	> 10^6	$2,5 \cdot 10^5 - 10^6$	$2,5 \cdot 10^4 - 10^5$	$10^2 - 10^4$	< $5 \cdot 10^2$
	<i>Estremamente/molto grande</i>	<i>Grande</i>	<i>Media</i>	<i>Piccola</i>	<i>Molto piccola</i>
P_M	15	12	9	6	3

Tabella 19: determinazione dell'instabilità di versante

$P = P_A + P_M + P_V$ (frana riconosciuta) $P = P_C + P_M + P_V$ (frana potenziale)	Instabilità di versante
20 – 25	ALTA
16 – 19	MEDIO – ALTA
12 – 15	MEDIA
8 – 11	MEDIO – BASSA
5 – 7	BASSA

Ulteriore parametro che contribuisce a definire la classe di suscettibilità del ponte è la presenza o meno di sistemi di stabilizzazione, quali reti e gallerie paramassi, barriere per flussi detritici, interventi di drenaggio, strutture di sostegno, ecc., oltre che sistemi di monitoraggio, e il loro attuale stato di conservazione. Si distinguono pertanto i ponti

stabilizzati, qualora le misure di mitigazione del rischio dette sopra siano effettivamente attuate, monitorati, nel caso di presenza di sistemi di monitoraggio atti a controllare l'insorgere di eventuali eventi franosi, e i ponti per cui le misure di stabilizzazione/monitoraggio risultano assenti. L'assenza di sistemi finalizzati alla mitigazione del rischio frane induce l'innalzamento della classe di suscettibilità e quindi della classe di attenzione. Inoltre, bisogna fare delle considerazioni riguardanti le difficoltà relative alla previsione di tipo spaziale, che dipendono anche dai dati pregressi disponibili e dalla stessa storia degli eventi di frana che hanno indotto la necessità di introdurre un parametro secondario relativo all'incertezza delle determinazioni effettuate. Il livello di conoscenza del fenomeno o della situazione predisponente gli eventi di frana, infatti, può essere naturalmente di vario grado. Qualora il livello di conoscenza (LC) del cinematiso di frana e della corrispondente previsione spaziale sia limitato, è opportuno tenere conto della conseguente incertezza nella definizione del livello di suscettibilità. Di conseguenza, l'affidabilità delle valutazioni si riduce e il livello di suscettibilità e, quindi, la classe di attenzione aumenta necessariamente.

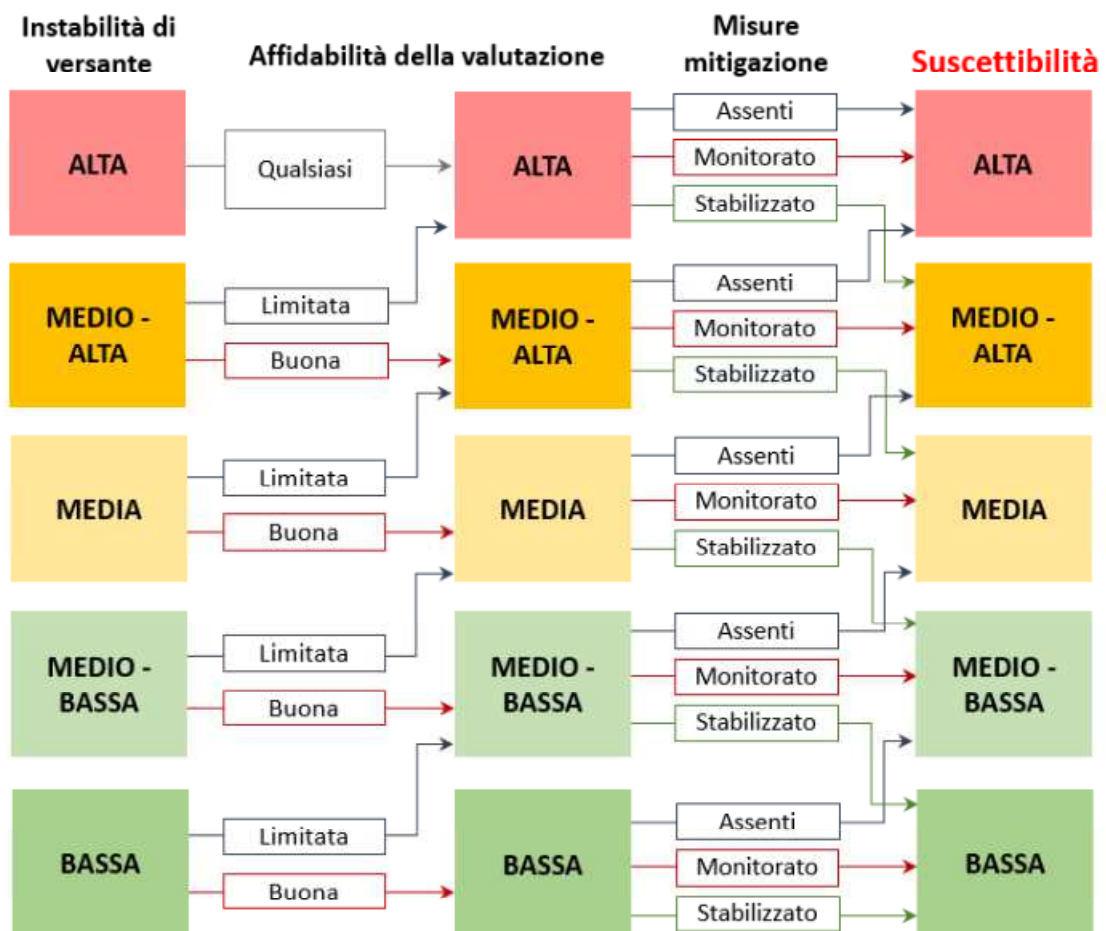


Figura 47: flusso logico per la determinazione della classe di suscettibilità

3.3.2 STIMA DEL LIVELLO DI VULNERABILITÀ LEGATA AL RISCHIO FRANE

Alla base della definizione della vulnerabilità nel caso di rischio frane vi è la classificazione delle tipologie strutturali dei ponti. Quest'ultima è poi corretta mediante un parametro legato all'estensione dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o parti di essa.

La classificazione delle tipologie strutturali è funzione della robustezza, ossia la capacità di resistere alle azioni generate nel movimento frana, generalmente non considerate in modo esplicito nella progettazione.

Sono quindi classificate le tipologie strutturali, in funzione di:

- schema statico, luce e materiale distinguendo schemi iperstatici e schemi isostatici e luci medio-piccole e elevate;
- numero di campate, distinguendo ponti a singola campata e ponti multi-campate, in modo analogo alla classificazione utilizzata per stimare la vulnerabilità sismica.

In riferimento al rischio frane, un dettaglio particolarmente rilevante è la tipologia di fondazioni di spalle e pile, specialmente in relazione alla loro capacità di resistere alle azioni orizzontali. Per tale ragione, nel caso in cui ci sia evidenza, dalla documentazione originaria disponibile e/o dalle ispezioni visive effettuate, di presenza di fondazioni superficiali o comunque non progettate per resistere alle azioni orizzontali, occorre aumentare di un livello la classe definita.

La definizione della vulnerabilità nel caso del rischio frane, tenuto conto della stretta dipendenza sussistente tra la tipologia di spostamento delle masse e le dimensioni, fa riferimento al livello dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o parti di essa, mediante un parametro secondario "estensione dell'interferenza" che modifica la classificazione basata sulle tipologie strutturali.

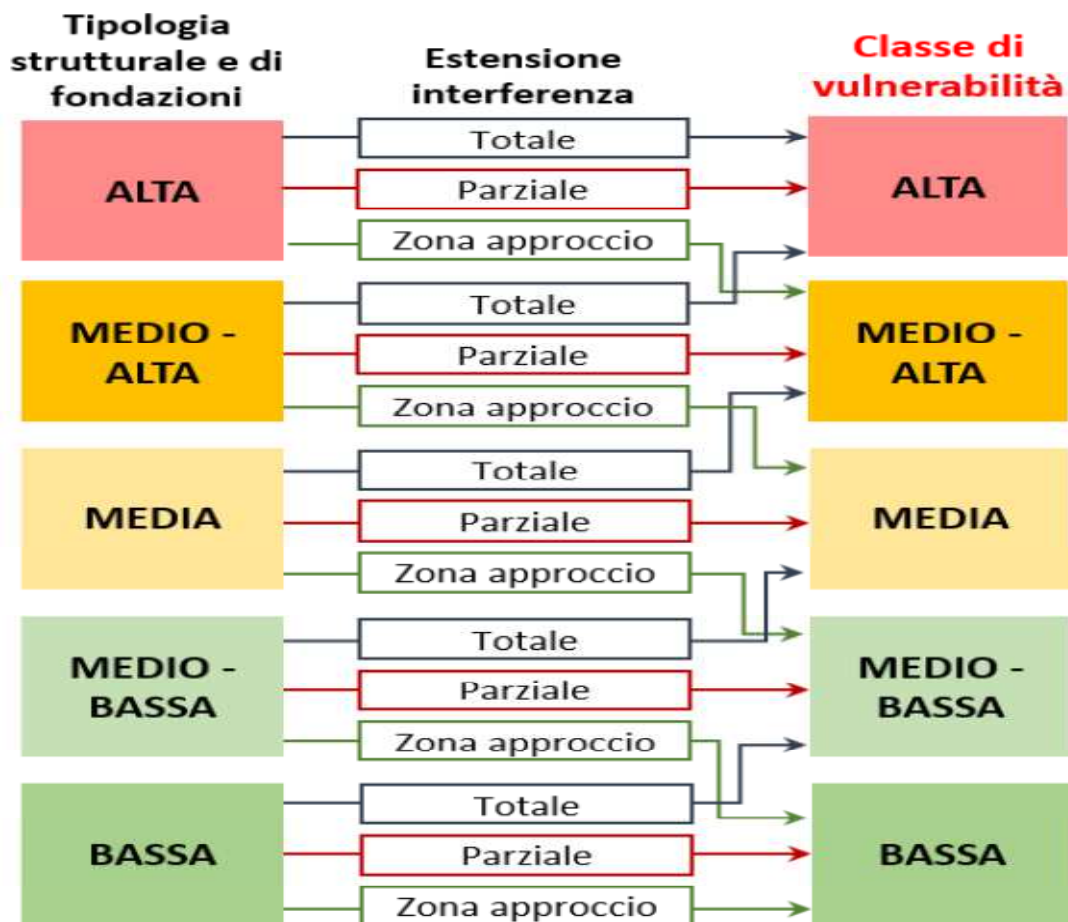


Figura 48: flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità

3.3.3 STIMA DEL LIVELLO DI ESPOSIZIONE LEGATO AL RISCHIO FRANE

La definizione del livello di esposizione nel caso di rischio frane segue gli stessi criteri e considera gli stessi parametri impiegati per la stima del livello di esposizione sismica, ossia il livello di TGM e la luce media della campata, la presenza di alternative stradali, la tipologia di ente scavalcato e la strategicità del ponte in caso di emergenza, prescindendo dal parametro “trasporto di merci pericolose”. Tali parametri si combinano secondo lo schema in figura:

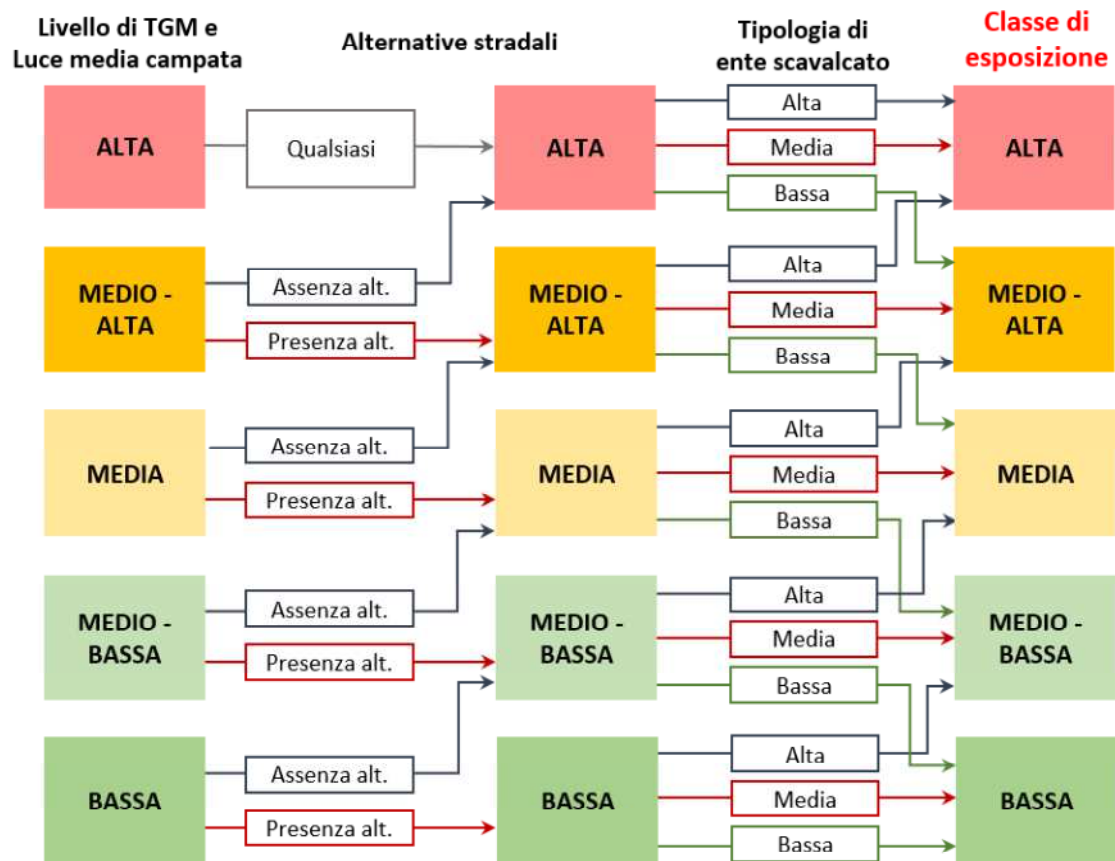


Figura 49: flusso logico per la determinazione della classe di esposizione legata al rischio frane

3.3.4 DETERMINAZIONE CdA ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE

Note le classi di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione legate al rischio frane del ponte, si procede con la determinazione della classe di attenzione (CdA) frane, combinandole come riportato nella seguente tabella:

Tabella 20: determinazione CdA frane sulla base della classe di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione.

Classe di suscettibilità ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta			Medio-Alta	
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta			
	Medio-Bassa	Medio-Alta				Media
	Bassa	Medio-Alta			Media	

Classe di suscettibilità MEDIO-ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta	Medio-Alta			
	Medio-Alta	Medio-Alta				Media
	Media	Medio-Alta			Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta		Media		
	Bassa	Medio-Alta	Media			

Classe di suscettibilità MEDIA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Medio-Alta			Media	
	Medio-Alta	Medio-Alta		Media		
	Media	Medio-Alta	Media			
	Medio-Bassa	Media				Medio-Bassa
	Bassa	Media			Medio-Bassa	

Classe di suscettibilità MEDIO-BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Medio-Alta	Media			
	Medio-Alta	Media				Medio-Bassa
	Media	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Bassa	Media		Medio-Bassa		
	Bassa	Media	Medio-Bassa			

Classe di suscettibilità BASSA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Media			Medio-Bassa	
	Medio-Alta	Media			Medio-Bassa	
	Media	Media	Medio-Bassa			
	Medio-Bassa	Medio-Bassa				Bassa
	Bassa	Medio-Bassa			Bassa	

3.4 APPLICAZIONE AL VIADOTTO SENTE

In questa sezione, vengono illustrati i parametri ricavabili dalle informazioni disponibili sul viadotto Sente con l'obiettivo di applicare l'approccio delineato dalle Linee Guida al caso studio relativamente al rischio sismico e da frana.

3.4.1 CLASSE DI ATTENZIONE SISMICA

Per quanto riguarda la classe di pericolosità sismica, la categoria di sottosuolo è stata determinata in precedenza grazie all'elaborazione delle prove sismiche down hole. L'accelerazione di picco, è stata ottenuta sulla base delle coordinate geografiche del sito in questione; di seguito si riportano i risultati:

Tabella 21: parametri di pericolosità sismica relativa al sito

Parametri di pericolosità sismica			
	a_g (g/10)	F0 (adim)	TC*(sec)
SLO	0.51258280	2.45243167	0.29000000
SLD	0.62611564	2.50125894	0.32386256
SLV	1.52520604	2.48004597	0.42243167
SLC	1.95138641	2.53511671	0.43872590

Il parametro che ci interessa è l'accelerazione di picco a_g con probabilità di eccedenza del 10%, ovvero il valore relativo allo stato limite di salvaguardia della vita SLV; il valore di a_g , nostro parametro di riferimento, è pari a 0,1525g. Per quanto riguarda la categoria topografica, invece, secondo le NTC 2018 si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 22: categorie topografiche secondo le NTC 2018

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

La pendenza media del versante si calcola secondo la seguente formula:

$$\text{PENDENZA (\%)} = \left(\frac{\text{DISLIVELLO (m)}}{\text{DISTANZA (m)}} \right) \times 100$$

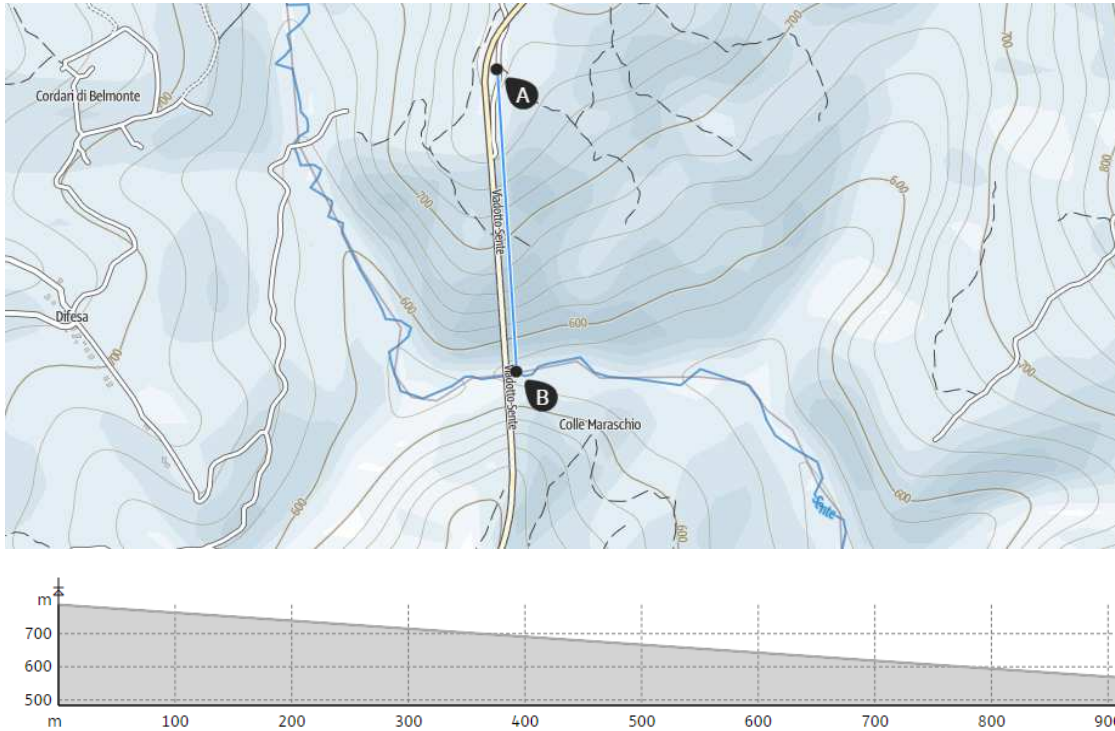


Figura 50: pendenza media del versante

il dislivello è pari a 222 metri, mentre la distanza è di 919 metri. La pendenza media del versante risulta essere del 24%, corrispondente a circa 13° e quindi corrispondente alla categoria topografica T1.

Tabella 23: classificazione pericolosità sulla base di a_g e della categoria topografica

	T1, T2, T3	T4
$a_g \geq 0,25 \text{ g}$	ALTA	ALTA
$0,15 \text{ g} \leq a_g < 0,25 \text{ g}$	MEDIO-ALTA	ALTA
$0,10 \text{ g} \leq a_g < 0,15 \text{ g}$	MEDIA	MEDIO-ALTA
$0,05 \text{ g} \leq a_g < 0,10 \text{ g}$	MEDIO-BASSA	MEDIA
$a_g < 0,05 \text{ g}$	BASSA	MEDIO-BASSA

Dalle indagini geotecniche realizzate risulta una velocità equivalente delle onde di taglio pari è una $V_{S,eq}$ pari a 484 m/s che secondo le NTC 2018 colloca il sottosuolo in categoria E. Seguendo il flusso logico indicato dalle Linee Guida si ha una classe di pericolosità medio-alta con riferimento all'accelerazione di picco al suolo e alla categoria topografica che, unita ad una categoria di sottosuolo E, conduce ad una **classe di pericolosità sismica ALTA**.

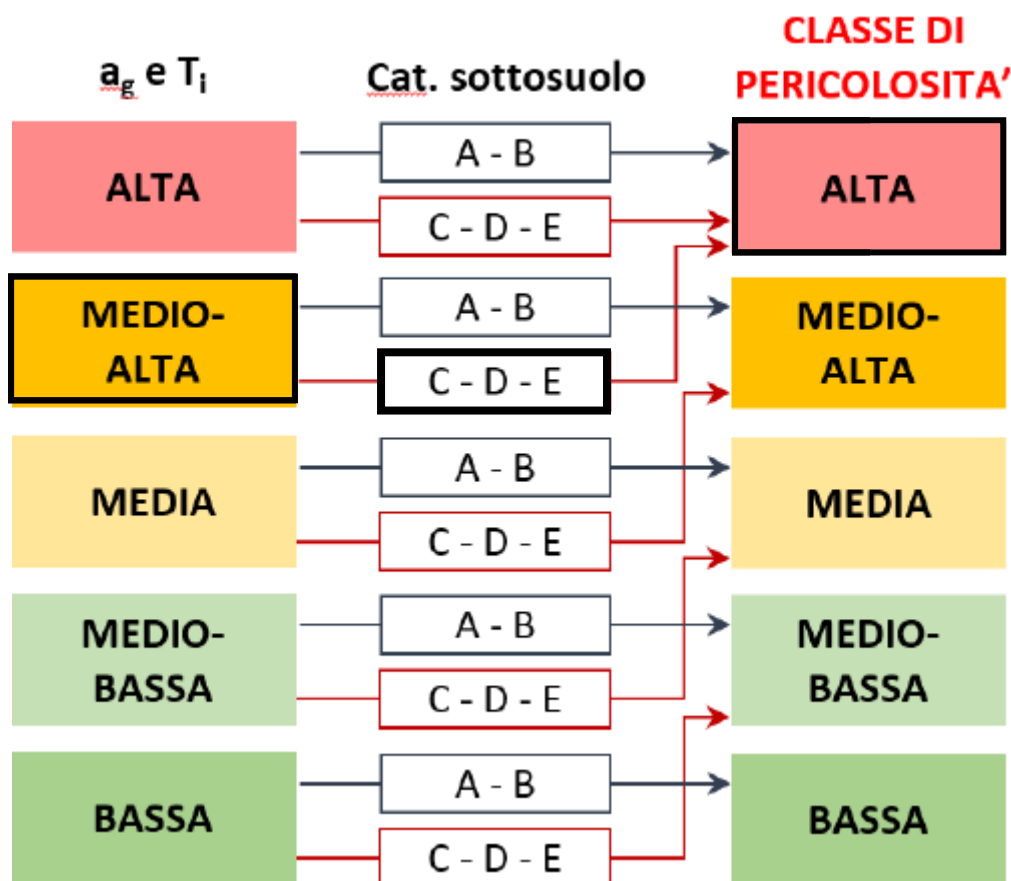


Figura 51: flusso logico per la determinazione della classe di pericolosità sismica

La vulnerabilità sismica dei ponti dipende dalle caratteristiche strutturali influenti sul loro comportamento sismico, e da come esse rispondono alle richieste indotte dalle azioni sismiche. In questo caso abbiamo luci molto elevate di 120m e 200m nelle campate centrali, inoltre la vulnerabilità del sistema è aggravata dalla presenza di rotazioni alla base delle pile 6, 7, 8. Lo schema strutturale utilizzato nel viadotto Sente è del tipo multi-campata con travi semplicemente appoggiate nella parte realizzata in C.A.P. Questa tipologia di schema strutturale, essendo isostatico, non impedisce gli spostamenti e quindi non genera sollecitazioni sull'impalcato. Applicando il flusso logico relativo alla seguente figura, si giunge quindi ad una classe di vulnerabilità ALTA per quanto riguarda i parametri primari.

Tabella 24: classificazione sulla base di schema statico, luce e materiale.

		Schema isostatico		Schema iperstatico	
		L medio-piccola	L elevata	L medio-piccola	L elevata
C.A.	Singola campata	Media	Medio-alta	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
C.A.P.	Singola campata	Media	Medio-alta	-	-
	Multi-campata	Medio-alta	Alta	Medio-bassa	Media
Muratura	Singola campata	-	-	Bassa	Medio-bassa
	Multi-campata	-	-	Medio-bassa	Media
Acciaio	Singola campata	Medio-bassa	Medio-bassa	Bassa	Bassa
	Multi-campata	Media	Media	Medio-bassa	Medio-bassa

Il livello di difettosità e, quindi, lo stato di conservazione del ponte è stimato elaborando i dati raccolti dalle ispezioni visive di Livello 1, ponendo l'attenzione sugli elementi e i dettagli costruttivi particolarmente influenti sul comportamento sismico globale del manufatto. Il livello di difettosità si stima compilando un'apposita scheda in cui si riportano tutte le problematiche riscontrate nel corso delle ispezioni visive. Si tratta quindi di pile, strutture di fondazione, apparecchi di appoggio, ecc.



Figura 52: spostamento in testa relativo alla pila 8

La figura 52 mostra lo spostamento in testa relativo alla pila 8, evidenziando il cinematismo in atto alla base della pila stessa. È quindi chiaro che il livello di difettosità del viadotto può considerarsi ALTO secondo lo schema riportato:

Tabella 25: livelli di difettosità ai fine della classificazione della vulnerabilità sismica

ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di qualsiasi intensità su elementi critici (apparecchi di appoggio, sezioni di estremità delle pile) o presenza di condizioni critiche (cinematismi in atto, incipiente perdita di appoggio)
MEDIO-ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi può compromettere il comportamento globale dell'opera nei confronti delle azioni sismiche
MEDIO	Difetti di gravità alta o medio-alta ($G=5$ o $G=4$) e di intensità elevata su elementi la cui crisi non può compromettere il comportamento globale nei confronti delle azioni sismiche dell'opera e difetti di gravità alta ($G=5$) e di intensità medio-bassa
MEDIO-BASSO	Difetti di gravità medio-alta ($G=4$) e di intensità medio-bassa e difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero elevato
BASSO	Difetti di gravità media e bassa ($G=3$, $G=2$, $G=1$) e di qualsiasi intensità, in numero esiguo

L'ultimo parametro da considerare ai fini della stima della classe di vulnerabilità sismica è il parametro relativo ai criteri di progettazione utilizzati. Le linee guida dividono i criteri di progettazione sulla base dell'utilizzo di criteri sismici o non sismici. Il viadotto Sente è stato costruito tra il 1974 e il 1977 utilizzando criteri di progettazione che oggi hanno subito innumerevoli modifiche, tra cui l'introduzione del criterio del "capacity design"; è per questo che, cautelativamente, si è scelto di classificare la vulnerabilità sismica del viadotto sulla base di criteri di progettazione non sismici.

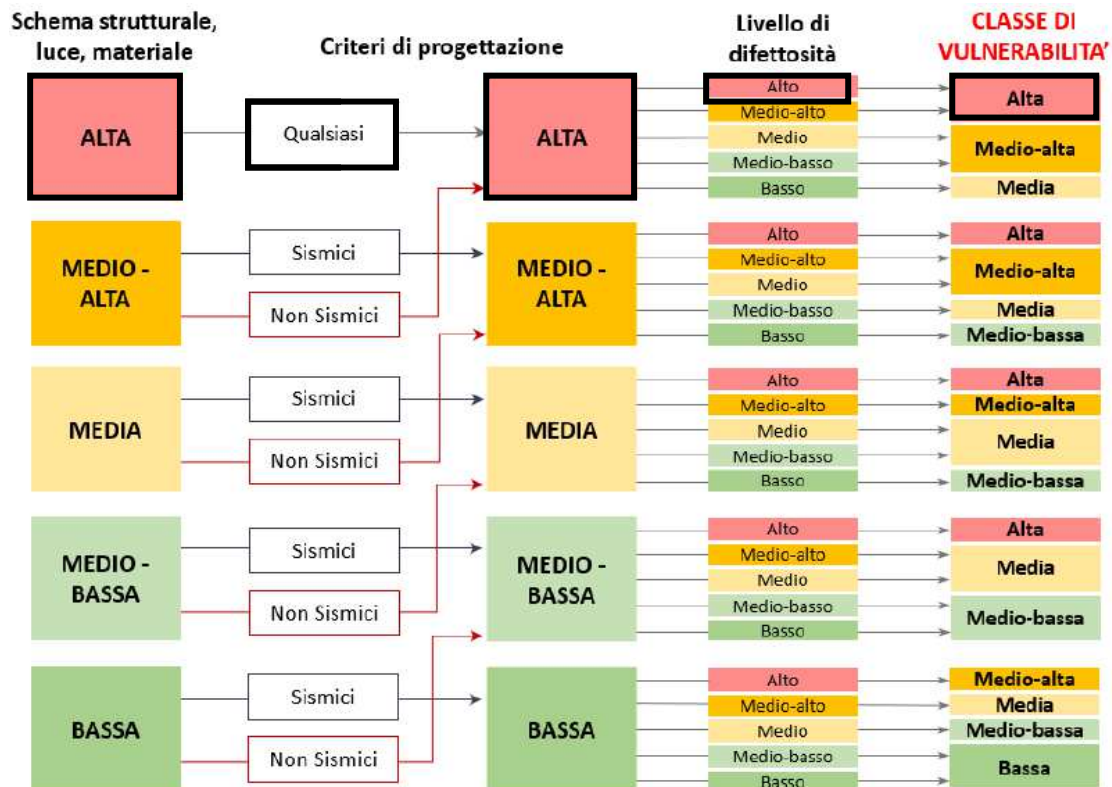


Figura 53: flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità sismica

Seguendo il flusso logico, sulla base di tutti i parametri riportati, si giunge alla determinazione della **classe di vulnerabilità sismica classificata come ALTA**.

Relativamente alla classe di esposizione sismica, uno dei parametri si può correlare allo schema strutturale precedentemente illustrato, ovvero la luce media della campata del viadotto Sente-Longo, pari a 85,6 metri e quindi classificabile come grande luce perché maggiore di 50 metri. Tralasciando il fatto che il viadotto è momentaneamente chiuso al traffico e considerando che si tratta di una strada interna anche se di una certa importanza, si può assegnare un livello di traffico giornaliero medio BASSO e stimare la classe di esposizione sismica come MEDIA secondo i parametri primari attraverso il seguente schema:

Tabella 26: classe di esposizione sulla base del TGM e della luce media delle campate

Luce media della campata	Livello di TGM		
	Alta	Media	Bassa
Grande luce	Alta	Medio-Alta	Media
Media luce	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa
Piccola luce	Media	Medio-Bassa	Bassa

Il viadotto è collocato in una zona priva di abitazioni, con presenza occasionale di persone e con depressioni naturali del terreno dovute alla presenza della gola del torrente Sente, come mostrato nella seguente figura; per questo la classe di esposizione sulla base della tipologia di ente scavalcato è da considerarsi BASSA.

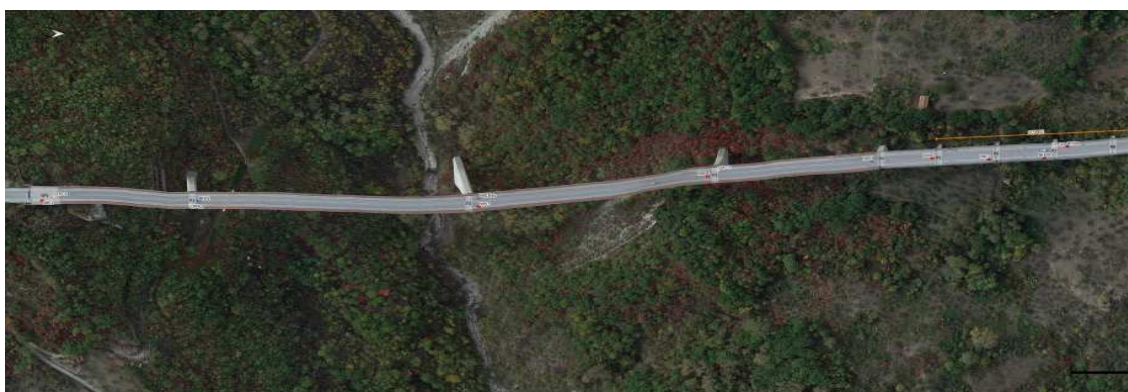


Figura 54: tipologia di ente scavalcato

Data però la mancanza di una valida alternativa stradale al viadotto, la classe di esposizione diviene MEDIA secondo il seguente flusso logico:

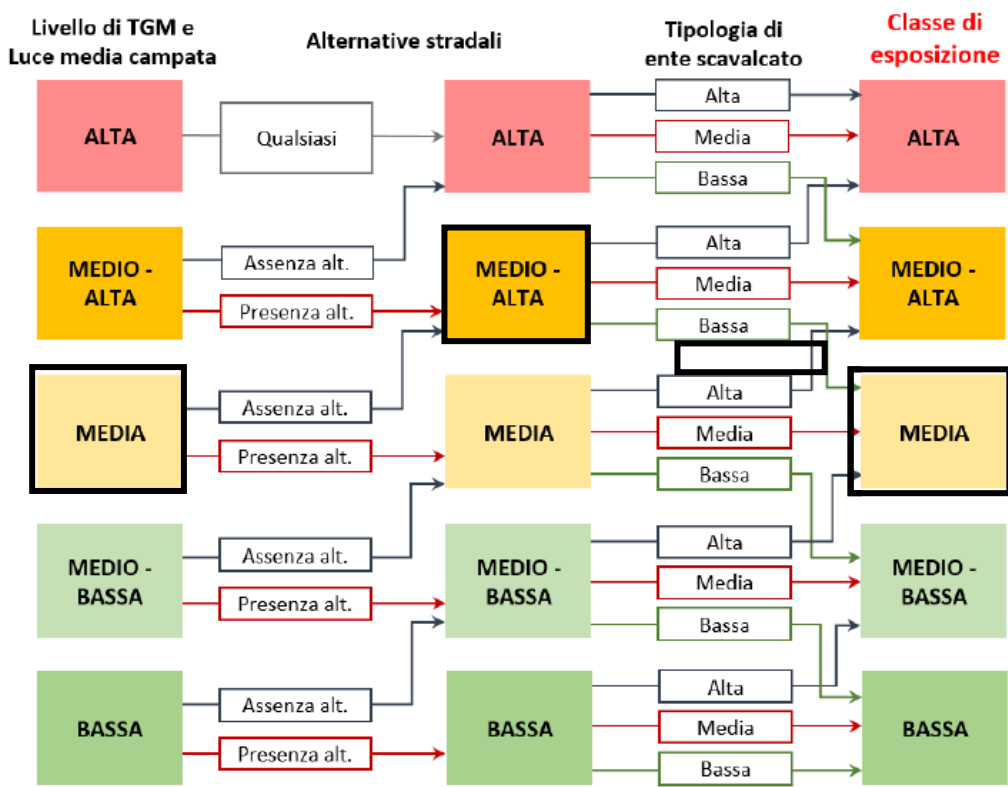
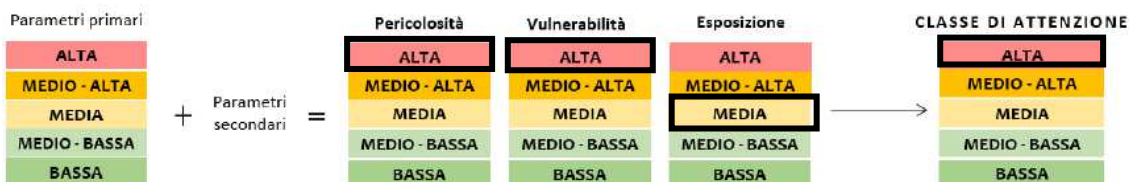


Figura 55: flusso logico per la determinazione della classe di esposizione sismica

È possibile dunque stimare la CdA sismica del viadotto sulla base dei risultati riportati secondo la seguente procedura:



Classe di pericolosità ALTA

		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta				
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta		Media	
	Medio-Bassa	Medio-Alta	Media			
	Bassa	Medio-Alta	Media		Medio-Bassa	

Figura 56: determinazione della CdA sismica

Avendo ricavato la classe di pericolosità e vulnerabilità classificate come ALTE e la classe di esposizione classificata come MEDIA, si stima la CdA sismica del viadotto Sente come ALTA.

3.4.2 CLASSE DI ATTENZIONE ASSOCIATA AL RISCHIO FRANE

Relativamente alla classe di attenzione associata al rischio frane, invece, le mappe riportate in seguito redatte dall'ISPRA e dalla piattaforma IDROGEO, indicano la presenza di frane attive a ridosso del viadotto; questo è confermato soprattutto dal monitoraggio satellitare ripreso dal Geoportale Nazionale che identifica un trend di spostamento dell'impalcato. Le velocità dello spostamento dell'impalcato monitorato si attestano tra 9,99 e 5,00 mm/anno nei dati raccolti dalle indagini più recenti. Per la determinazione del parametro P_a , quindi, la frana può essere classificata come attiva:

Tabella 27: parametri P_a o P_c in base allo stato di attività delle frane riconosciute o al grado di criticità per le frane potenziali.

Frana riconosciuta (P_A)	Attiva al momento del rilievo o con segni di movimento in atto	Inattiva Non attiva da diversi cicli stagionali	Stabilizzata
Frana potenziale (P_c)	Altamente critica	Critica	Scarsamente critica
P_A o P_c	5	3	1

Documentazioni quali le carte di pericolosità e rischio delle Autorità distrettuali territorialmente competenti, così come quelle di altri processi pianificatori o derivanti da analisi tecnico-scientifiche, costituiscono solo un primo riferimento, utile ma certamente non esaustivo. È inoltre da evidenziare che in talune situazioni l'analisi di dati satellitari potrebbe rivelarsi utili a definire instabilità nel tempo e nello spazio costituendo le strutture del ponte riferimenti per le elaborazioni. È stato determinato quindi il parametro P_v sulla base del monitoraggio satellitare a disposizione:

Tabella 28: parametro P_v in base della massima velocità attesa in funzione della tipologia di frana in atto o potenziale.

	> 3 m/min	3 m/min – 1,8 m/h	1,8 m/h – 13 m/mese	13 m/mese – 1,6 m/anno	< 1,6 m/anno
	Estremamente/molto rapida	Rapida	Moderata	Lenta	Estremamente/molto lenta
P_v	5	4	3	2	1

Infine, per quanto riguarda il parametro relativo alla magnitudo attesa in termini di volume del dissesto, non essendoci ancora misure di campagna, si può orientativamente stimare sulla base della dimensione di dissesti analoghi (cinematica complessa) censiti nell'area e tenendo conto della profondità del substrato e delle fondazioni del viadotto. In tal modo si è ipotizzato il valore del parametro P_m pari a 12, sulla base di un volume stimato nell'ordine di 10^6 m^3 .

Tabella 29: parametro P_m per la magnitudo attesa su base volumetrica in metri cubi.

	$> 10^6$	$2,5 \cdot 10^5 - 10^6$	$2,5 \cdot 10^5 - 10^4$	$10^2 - 10^4$	$< 5 \cdot 10^2$
	<i>Estremamente/molto grande</i>	<i>Grande</i>	<i>Media</i>	<i>Piccola</i>	<i>Molto piccola</i>
P_m	15	12	9	6	3

L'incertezza relativa alla determinazione di questo parametro sarà tenuta in debito conto nella classificazione dell'affidabilità della valutazione, ritenuta limitata.

Per la determinazione della classe di suscettibilità, infine, si sommano i tre parametri determinati secondo il seguente schema:

Tabella 30: determinazione dell'instabilità di versante

$P = P_A + P_M + P_V$ (frana riconosciuta) $P = P_C + P_M + P_V$ (frana potenziale)	Instabilità di versante
20 – 25	ALTA
16 – 19	MEDIO – ALTA
12 – 15	MEDIA
8 – 11	MEDIO – BASSA
5 – 7	BASSA

Nel caso del viadotto Sente la somma dei parametri P_a , P_m e P_v è 18, che determina una **classe di suscettibilità MEDIO-ALTA**.

Ulteriore parametro che determina la classe di suscettibilità del ponte è la presenza o meno di sistemi di stabilizzazione, e sistemi di monitoraggio, e il loro attuale stato di conservazione. Si distinguono pertanto i ponti stabilizzati, qualora le misure di mitigazione del rischio dette sopra siano effettivamente attuate, monitorati, nel caso di

presenza di sistemi di monitoraggio atti a controllare l'insorgere di eventuali eventi franosi (come nel caso del viadotto Sente), e i ponti per cui le misure di stabilizzazione/monitoraggio risultano assenti. L'assenza di sistemi finalizzati alla mitigazione del rischio frane induce l'innalzamento della classe di suscettibilità e quindi della classe di attenzione.

Le considerazioni prima sviluppate riguardanti le difficoltà relative alla previsione di tipo spaziale, che dipendono anche dai dati pregressi disponibili e dalla stessa storia degli eventi, hanno indotto la necessità di introdurre un parametro secondario relativo all'incertezza delle determinazioni effettuate. Il livello di conoscenza del fenomeno o della situazione predisponente gli eventi di frana, infatti, può essere naturalmente di vario grado. Qualora il livello di conoscenza (LC) del cinematiso di frana e della corrispondente previsione spaziale sia limitato, è opportuno tenere conto della conseguente incertezza nella definizione del livello di suscettibilità. Si determina quindi la classe di suscettibilità legata al rischio frane secondo il seguente schema:

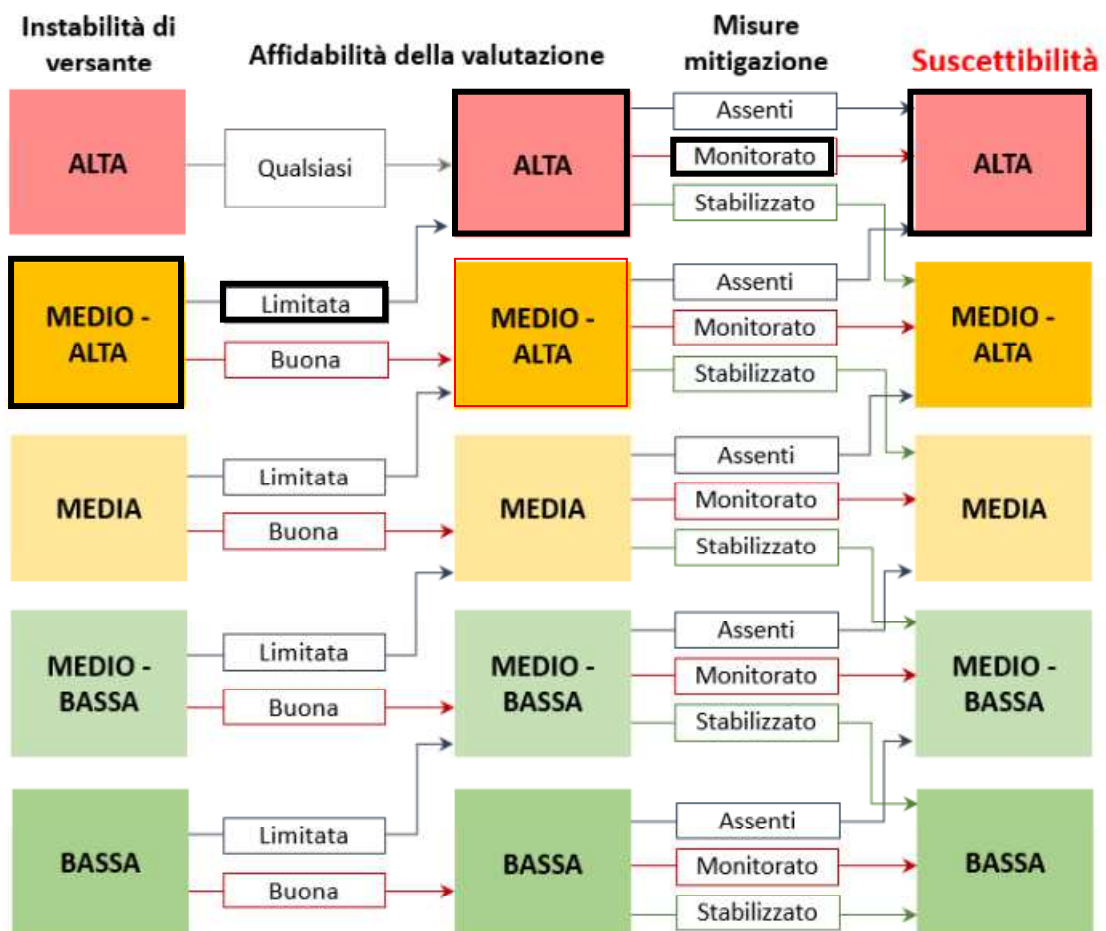


Figura 57: determinazione classe di suscettibilità

Ciò conduce ad una **classe di suscettibilità ALTA**.

La vulnerabilità legata al rischio frane dipende, come nel caso della vulnerabilità sismica, dallo schema statico, dalla luce e dal materiale oltre che dalla tipologia di fondazioni utilizzate.



Figura 58: campate viadotto Sente

Avremo infatti una CdA alta nel caso di viadotti con fondazioni superficiali incapaci di resistere a grandi sforzi orizzontali e una CdA più bassa per viadotti con fondazioni profonde. Come si nota dallo schema statico riportato precedentemente, la tipologia di fondazione utilizzata è una fondazione profonda a pozzo, capace di resistere alle azioni orizzontali nel caso sia ben intestata nel substrato portante. La definizione della vulnerabilità nel caso del rischio frane, tenuto conto della stretta dipendenza sussistente tra la tipologia di spostamento delle masse e le dimensioni, fa riferimento al livello dell'interferenza tra il possibile evento di frana e la struttura o parti di essa, mediante un parametro secondario "estensione dell'interferenza" che modifica la classificazione basata sulle tipologie strutturali, secondo lo schema in Figura 59. La presenza di questa interferenza, sebbene in alcuni tipi d'instabilità potrebbe essere di difficile definizione, può condurre ad una classe di attenzione maggiorata qualora sia l'intera struttura ad essere coinvolta, o comunque interessata dall'instabilità.

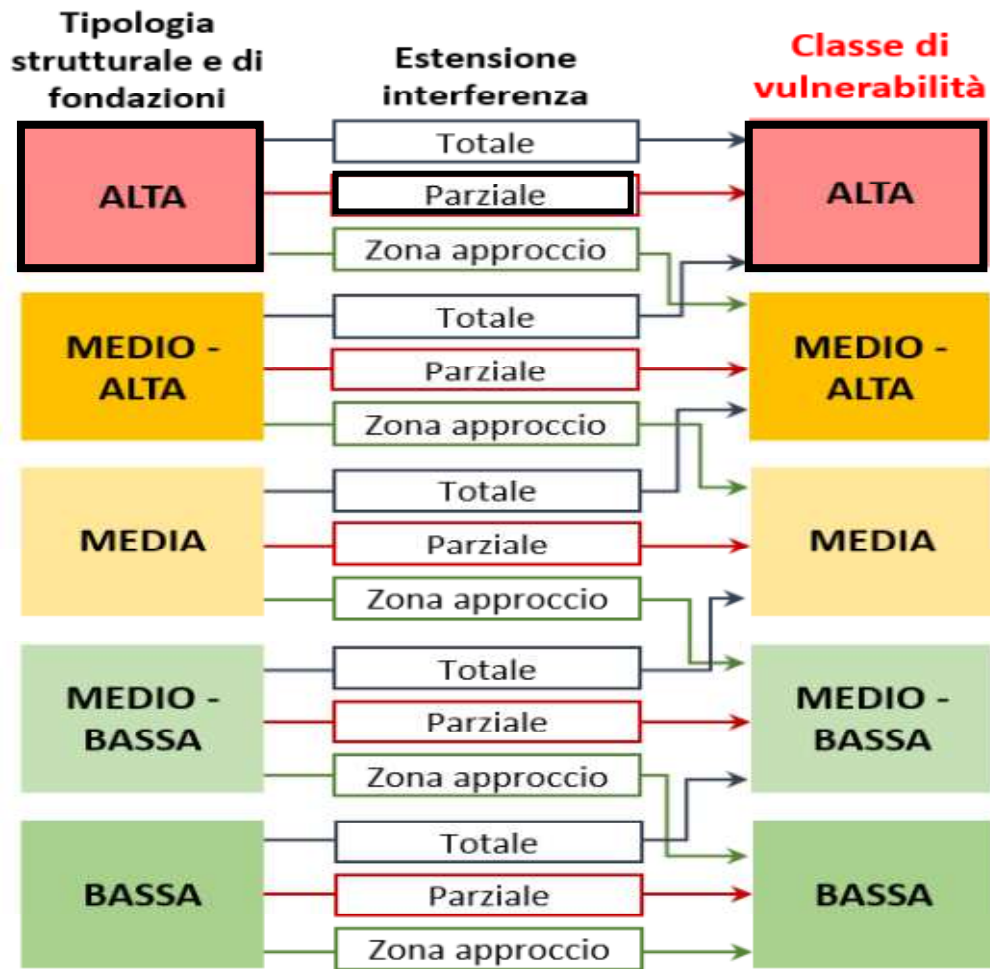


Figura 59: flusso logico per la determinazione della classe di vulnerabilità

La classificazione sulla base dello schema statico, luce e materiali porta a valutare la **classe di vulnerabilità come ALTA**. Per quanto riguarda l'estensione dell'interferenza si è scelto di considerarla parziale dati i problemi di instabilità legati soprattutto nella parte nord del viadotto, il che porta ad una **classificazione della vulnerabilità da frana del sistema come ALTA**.

La classe di esposizione legata al rischio frane, invece, è completamente identica a quella legata all'esposizione sismica e **si stima perciò una classe di esposizione MEDIA**.

È possibile, pertanto, stimare la classe di attenzione legata al rischio frana sulla base delle classi di suscettibilità, vulnerabilità ed esposizione determinate seguendo il flusso logico riportato in tabella:

Tabella 31: flusso logico determinazione CdA legata al rischio frane

		Classe di suscettibilità ALTA				
		Classe di esposizione				
		Alta	Medio-Alta	Media	Medio-Bassa	Bassa
Classe di vulnerabilità	Alta	Alta			Medio-Alta	
	Medio-Alta	Alta		Medio-Alta		
	Media	Alta	Medio-Alta			
	Medio-Bassa	Medio-Alta				Media
	Bassa	Medio-Alta			Media	

La CdA legata al rischio frane risulta ALTA.

La determinazione delle diversi Classi di Attenzione, sulla base di tutti i parametri esposti precedentemente, è un passaggio fondamentale per la messa in sicurezza di queste strutture. Grazie alla determinazione delle CdA, infatti, è possibile conoscere le verifiche da effettuare sul sistema ed il piano di monitoraggio da porre in essere.

CAPITOLO 4

4 ELABORAZIONI SUL VIADOTTO SENTE – LONGO

In questo capitolo si espone il contesto geologico dell'area di ubicazione del viadotto spiegando le possibili problematiche a riguardo. Le informazioni sono state reperite sulle banche dati pubbliche (Ispra, Geoportale nazionale, Idrogeo). Inoltre è stata fatta una ricostruzione stratigrafica della sezione nord del viadotto grazie alle indagini geognostiche e geofisiche esposte nel capitolo 1, indagini al quale ho partecipato attivamente durante la mia esperienza di tirocinio. Inoltre, vengono spiegate le tipologie di monitoraggio messe in campo per lo studio del movimento di versante che interessa le pile del viadotto.

4.1 CONTESTO GEOLOGICO

Il territorio tra Abruzzo e Molise si trova nel pieno della catena montuosa appenninica, zona che si distingue per una elevata diversità dal punto di vista geologico-ambientale che si rispecchia ovviamente nei suoi caratteri fisiografici e paesaggistici. Al suo assetto geologico-strutturale e alla sua geo-diversità, in particolare, sono strettamente collegati gli aspetti oro-idrografici, geomorfologici, floristico-faunistici e la diversità climatica regionale che tipicamente caratterizzano questo territorio. L'assetto geologico-strutturale della regione Molise, in particolare, rappresenta sicuramente l'attributo territoriale più caratterizzante e la fonte principale della sua diversità.

L'Appennino molisano è parte di una più ampia catena (la catena appenninica meridionale) caratterizzata da una struttura a falde di ricoprimento, tale catena deriva dalla deformazione compressiva, realizzatasi durante il Miocene ed il Pliocene, del Margine continentale apulo-adriatico sviluppatosi a partire dal Trias e costituito da un'alternanza di piattaforme carbonatiche e bacini profondi. Le unità tettoniche (o stratigrafico-strutturali) che compongono l'Appennino molisano sono le seguenti:

1. L'Unità della piattaforma carbonatica laziale-abruzzese
2. Le Unità molisane (falde molisane)
3. la Falda sannitica

4. La Formazione di San Bartolomeo

5. I Cicli pliocenici

6. Il Ciclo Pliocene superiore p.p. – Pleistocene

Partendo dall'assetto geologico-strutturale e dei connessi caratteri fisiografici del territorio molisano e tenendo conto della distribuzione territoriale dei potenziali geositi, il territorio regionale è stato suddiviso in sette grandi aree, di riferimento sia per la caratterizzazione dei contesti territoriali in cui ricadono i singoli geositi sia per gli aspetti concernenti la valorizzazione degli stessi:

- Alto Molise
- Mainarde - M.ti di Venafro - Alto Volturno
- Montagnola di Frosolone
- Matese - Conca di Boiano - Sepino
- Molise Centrale
- Basso Molise
- Fascia costiera

L'area “Alto Molise”, copre un'estensione di circa 452 Km². Si estende dalla provincia di Isernia fino al confine con le province di Chieti e L'Aquila, ed è delimitata a nord-ovest dal Fiume Sangro, e ad est e sud-ovest, rispettivamente, dai torrenti Sente e Tirino.



Figura 60: delimitazione dell'area “Alto Molise”

L'intera area è caratterizzata principalmente da una morfologia montuoso-collinare con pochi tratti pianeggianti coincidenti le aree di fondovalle del Fiume Trigno e del Fiume Sangro il cui corso segna buona parte del confine con l'Abruzzo.

È possibile suddividere l'area "Alto Molise" nei seguenti settori: occidentale, centrale e orientale.

Il settore orientale dell'area "Alto Molise" si estende dalla struttura di M. Sant'Onofrio (1386 m) ad Agnone fino al comune di Pietrabbondante. Tale settore è costituito da una morfologia piuttosto collinare, ad eccezione della struttura di M. Sant'Onofrio, che si raccorda verso le aree più pianeggianti in corrispondenza dei torrenti Verrino e Sente.

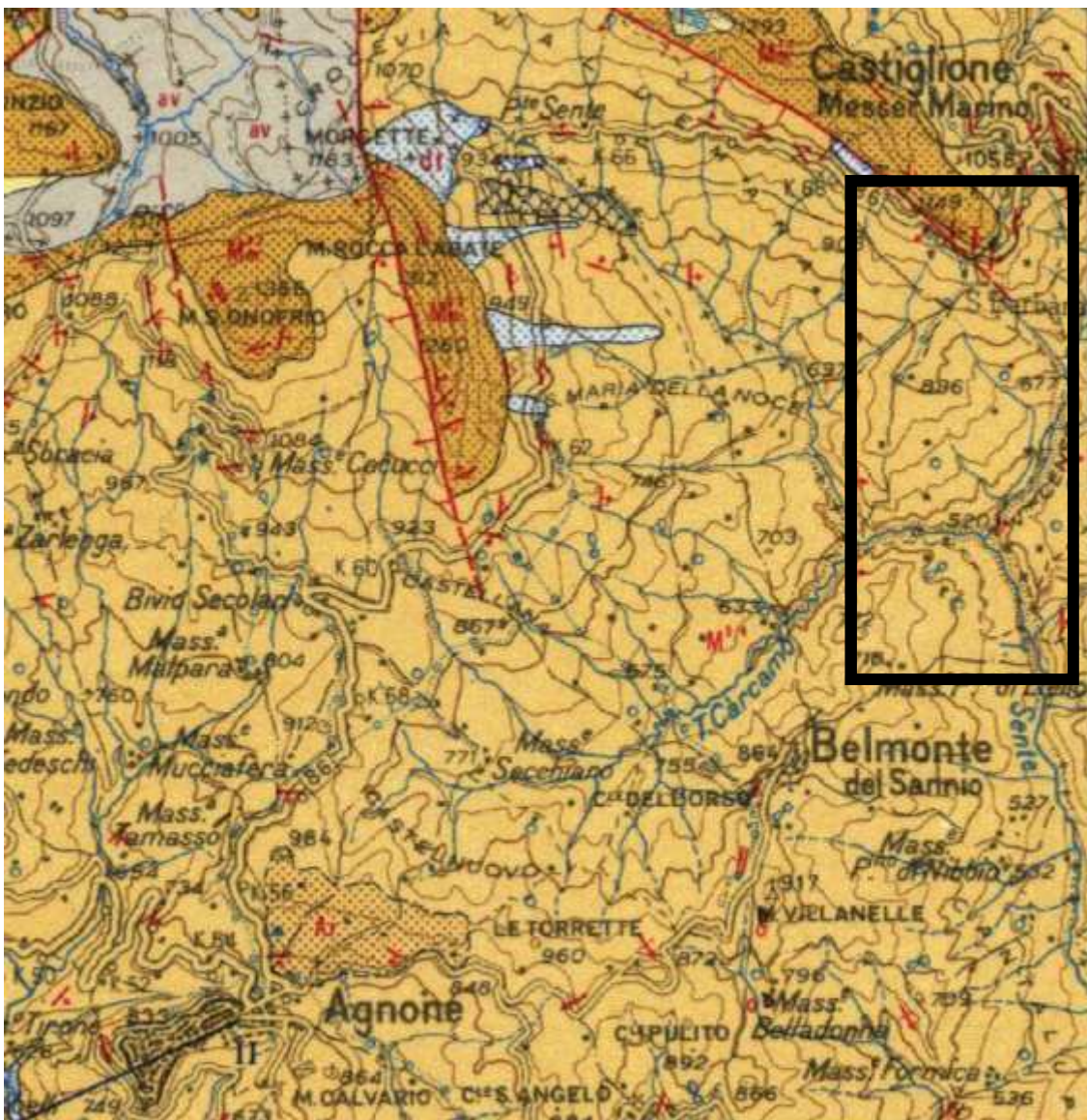


Figura 61: stralcio della carta geologica d'Italia 1:100.000, foglio 153 Agnone, raffigurante la parte orientale dell'area "Alto Molise", zona di ubicazione del viadotto

4.1.1 UNITÀ DI AGNONE

In questo settore prevalgono prevalentemente alternanze flyschoidi ascrivibili alla facies torbidity del Flysch di Agnone (Messiniano inf.); fa eccezione il rilievo di M. Sant'Onofrio, a forte controllo strutturale, impostato sulla Formazione delle Marne ad Orbulina (Messiniano inf. - Tortonian).

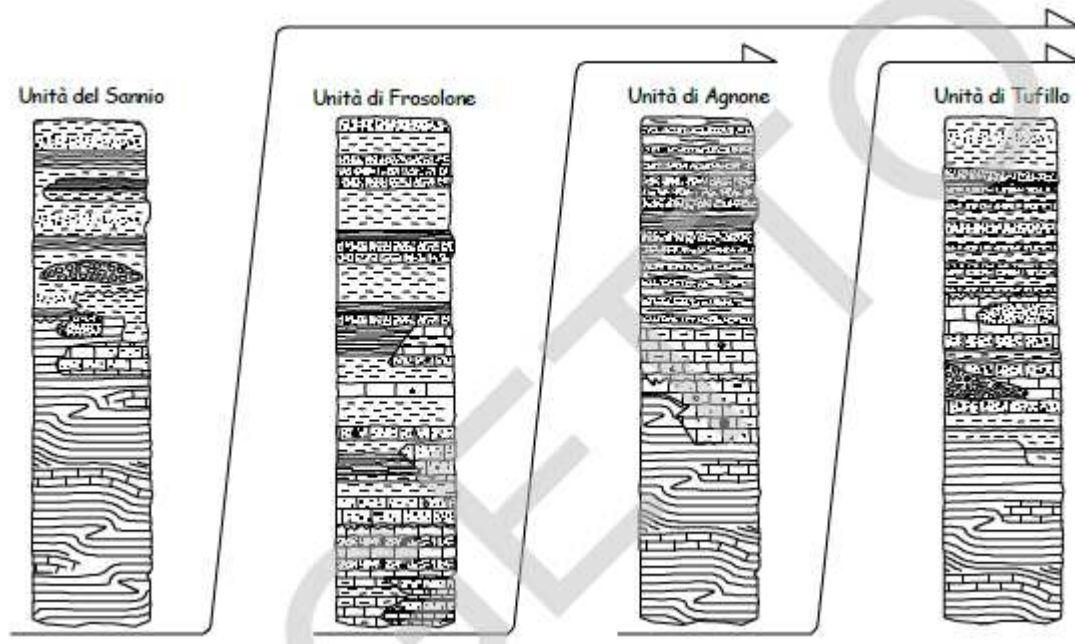


Figura 62: rapporti di sovrapposizione tra le unità tettoniche principali (progetto CARG)

Le formazioni presenti in quest'area sono arenarie micacee grigio-giallastre, a volte fogliettate, alternate ad argille siltose plumbee o subordinatamente a calcari marnosi chiari (Roccasicura). Verso l'alto prevale la componente arenacea con sabbie grossolane, argille semicoerenti e lenti conglomeratiche (Castel di Sangro, Quadri, F. Trigno) o con arenarie grossolane (M.Migno, Agnone, Poggio Sannita, I Colli). Inglobati nella formazione si rinvengono blocchi e lembi di formazioni più antiche. Puddinghe ad elementi calcarei per lo più arrotondati e cemento generalmente calcareo, con ostreidi.

4.2 CONTESTO GEOMORFOLOGICO

L'area di collocazione del viadotto è interessata da diverse instabilità perimetrata dall'IFFI, come si può vedere nella figura successiva. I movimenti che interessano l'area sono distinti attraverso diverse colorazioni alle quali sono associate diverse tipologie di movimento.

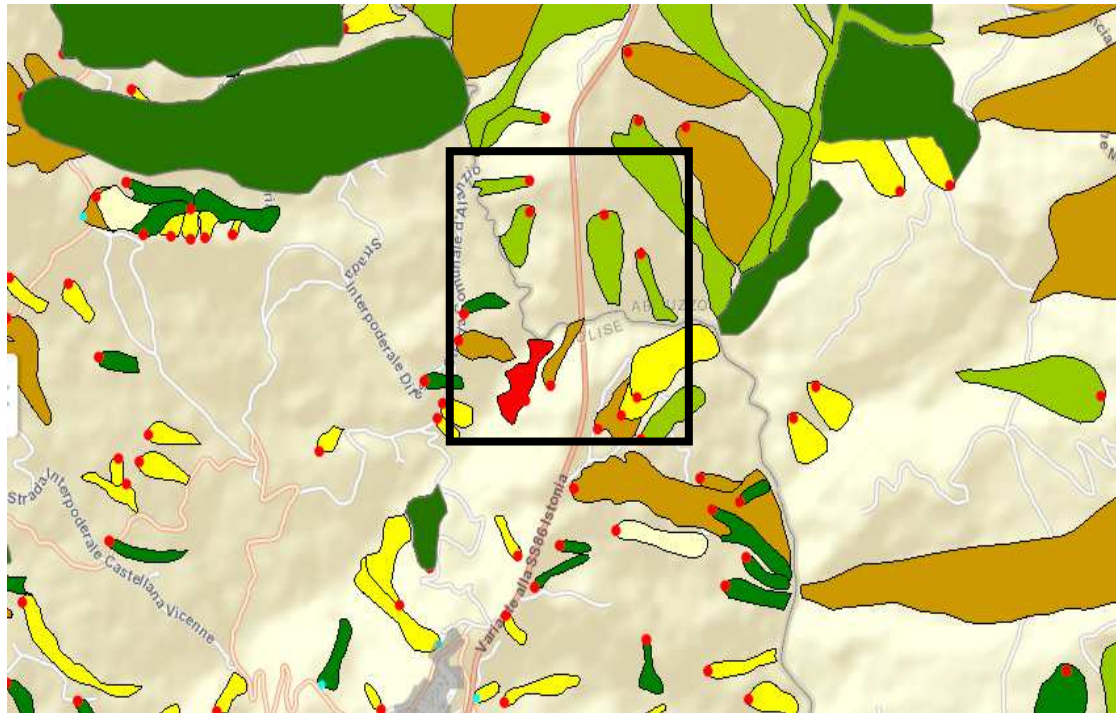


Figura 63: schema frane censite dall' IFFI

LEGENDA:

-  colamento rapido
-  scivolamento rotazionale/traslativo
-  crollo/ribaltamento
-  colamento lento
-  complesso

Nel settore orientale sono osservabili processi di versante di origine fluvio-denudazionale che originano fenomeni di instabilità sia lenti che rapidi come scorrimenti, scivolamenti, colamenti e fenomeni complessi.

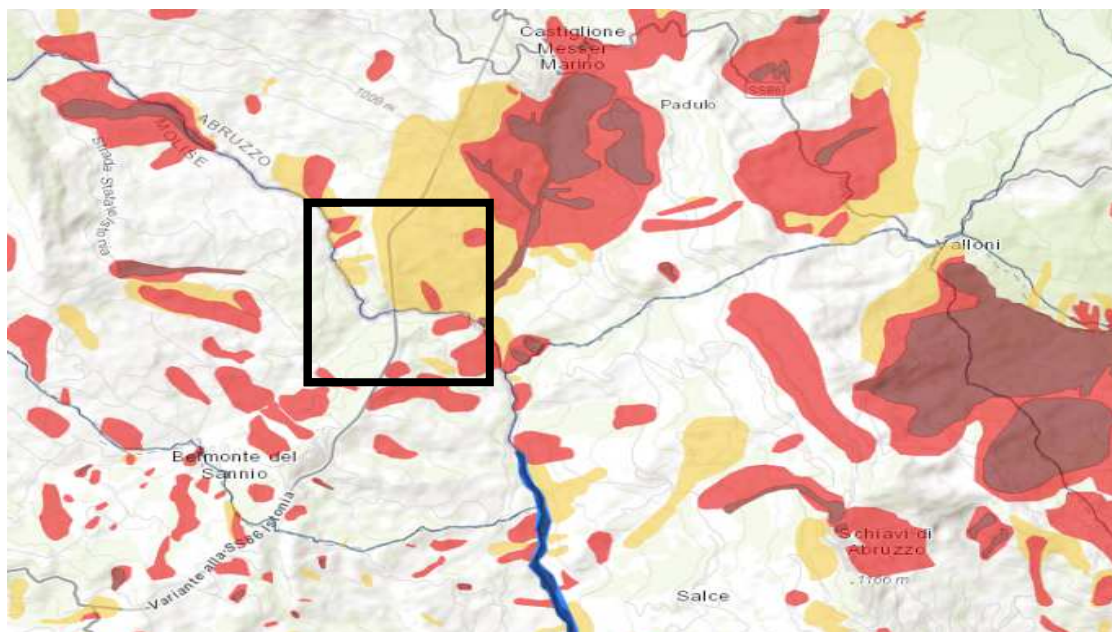


Figura 64: stralcio planimetrico estratto dalla piattaforma IDROGEO, zone di pericolosità e rischio

La classificazione della pericolosità per l'intero territorio nazionale è definita in 5 classi (in coerenza con l'Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, commi 1 e 2, del decreto-legge 11 giugno 1998, n. 180, DPCM 29 Settembre 1998): molto elevata P4, elevata P3, media P2, moderata P1, aree di attenzione AA;

La zona in giallo al confine tra Abruzzo e Molise, che interessa il viadotto Sente, è classificata come area di attenzione AA che corrisponde alla definizione “*porzioni di territorio ove vi sono informazioni di possibili situazioni di dissesto a cui non è stata ancora associata alcuna classe di pericolosità. Ogni determinazione relativa ad eventuali interventi è subordinata alla redazione di un adeguato studio geomorfologico volto ad accertare il livello di pericolosità sussistente nell’area*”.

A quote più elevate e lungo gli alti morfologici si sviluppano processi legati all’azione delle acque incanalate e alla gravità favorendo, oltre al *creep* e soliflusso, lo sviluppo di limitati movimenti in massa superficiali e lenti. Nelle aree di fondovalle del Torrente

Verrino e del Fiume Trigno dominano processi fluviali, sia deposizionali che erosionali, che portano ad una continua riconfigurazione morfologica delle aree di alveo attivo.

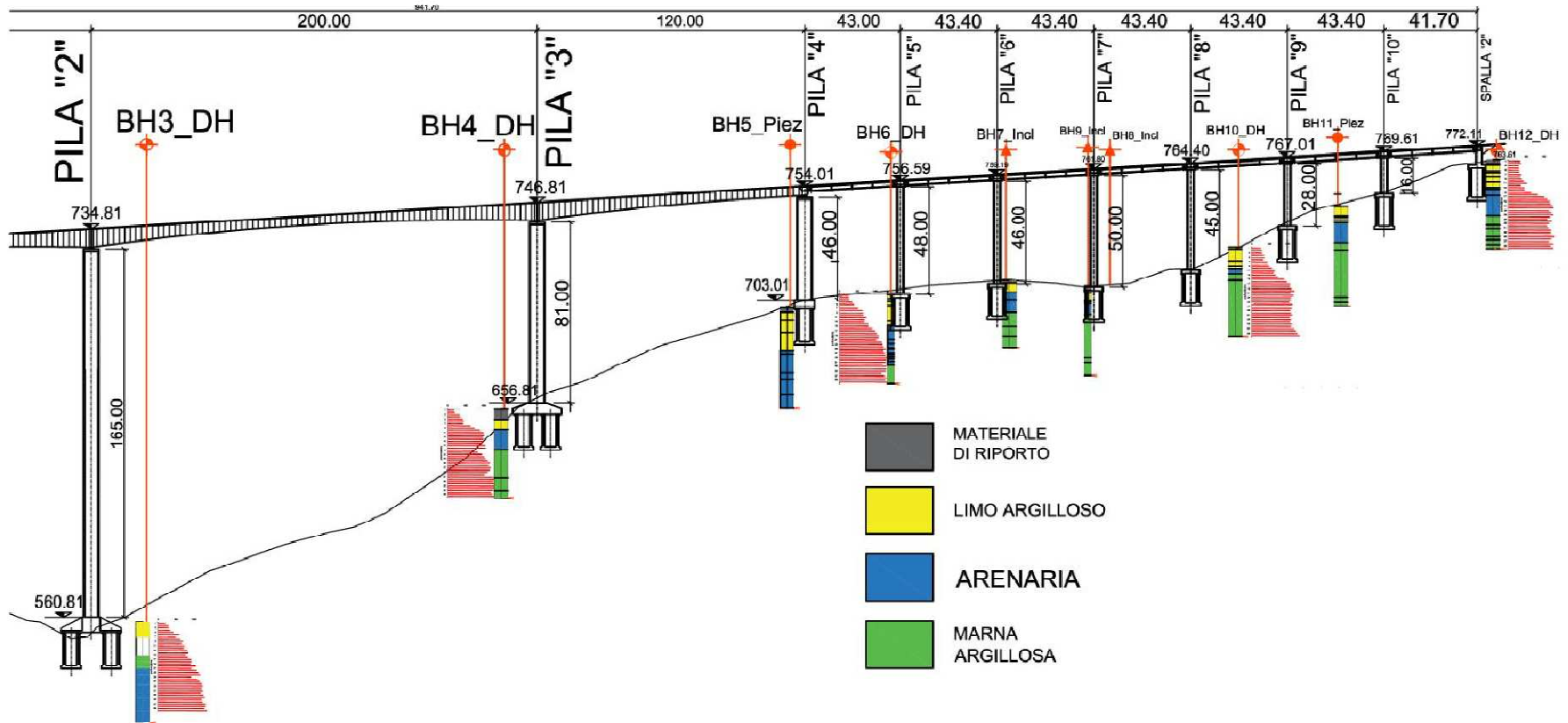
Si osserva che nessuna perimetrazione della cartografia IFFI interferisce direttamente con il viadotto, anche se la piattaforma IDROGEO identifica l'intero versante nord del viadotto come ricadente in un'area di attenzione AA.

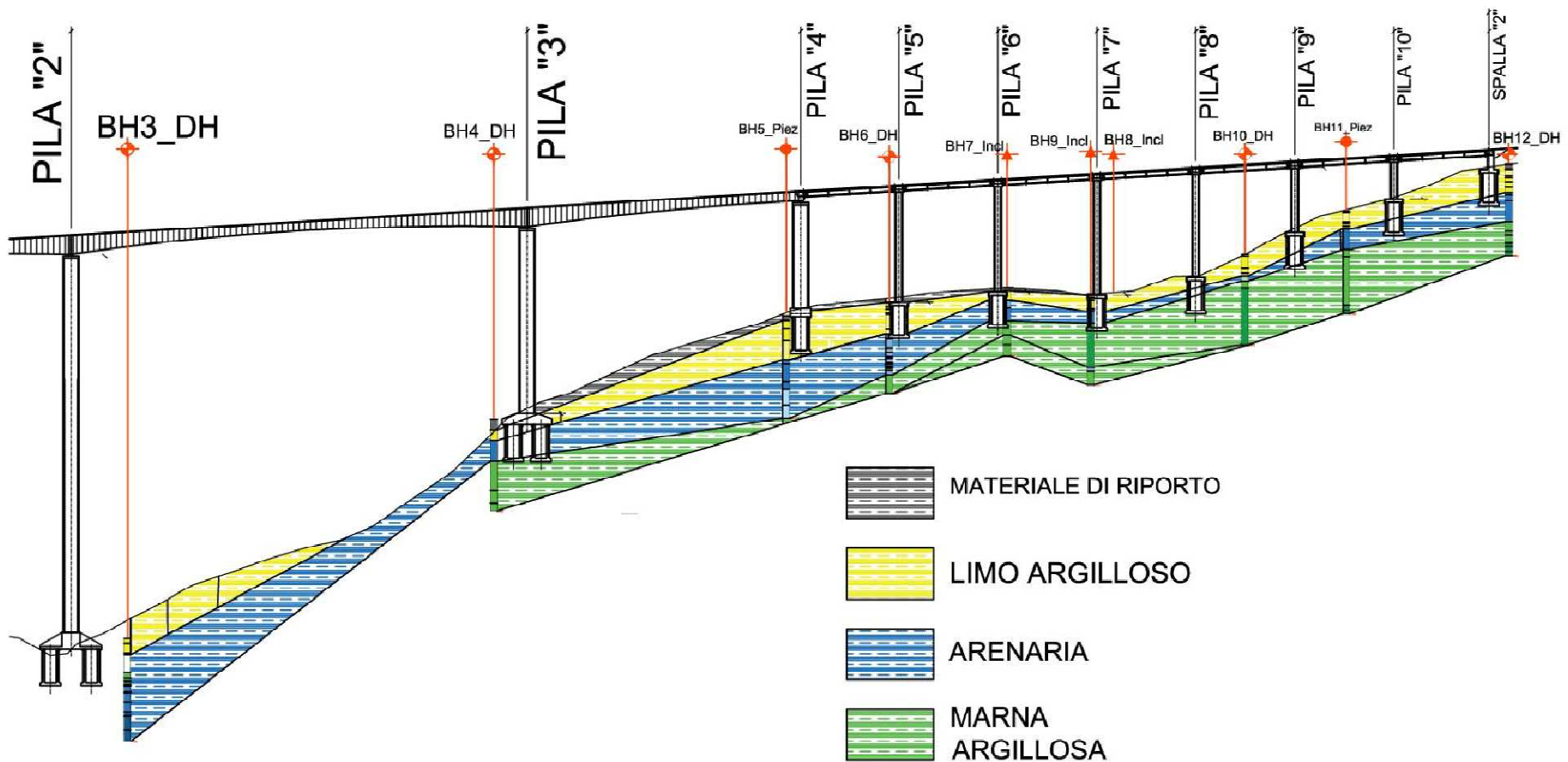
4.3 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA

La definizione della sequenza stratigrafica è stata ottenuta facendo riferimento alle informazioni in letteratura relative all'inquadramento geologico dell'area oltre che, ovviamente, alle schede tecniche dei log stratigrafici dei sondaggi a carotaggio continuo redatti dal geologo presente in cantiere durante le indagini. Sono schede queste che descrivono gli strati attraversati durante il sondaggio basandosi su interpretazioni di carattere visuale e su test speditivi eseguiti sulle carote per valutare la consistenza dei materiali terrigeni fini. Come mostrato nella figura successiva, le verticali di sondaggio sono state riportate in scala nella sezione longitudinale al viadotto. Insieme ai sondaggi, sono stati riportati i risultati delle prove sismiche down hole, e più in particolare i grafici relativi alla velocità delle onde di taglio V_s con la profondità. L'accostamento di questi elementi rende chiara la quota del passaggio tra il materiale terrigeno ed il substrato roccioso, ma può dare informazioni anche per quanto riguarda la presenza o meno di livelli terrigeni all'interno del substrato roccioso; è intuitiva l'importanza della precisa individuazione di tali livelli ogniqualvolta si è in presenza di movimenti di versante in quanto non è raro che gli scorrimenti avvengano proprio in corrispondenza di tali livelli deboli.

Infine, con l'obiettivo di meglio definire la sequenza stratigrafica sono state consultate le prove di laboratorio eseguite sui provini dall'azienda SOCOTEC ITALIA S.R.L.

Nelle figure seguenti si riporta una schematizzazione della ricostruzione stratigrafica:





-  MATERIALE DI RIPORTO
-  LIMO ARGILLOSO
-  ARENARIA
-  MARNA ARGILLOSA

I terreni interessati sono caratterizzati da una costituzione molto variabile. Queste caratteristiche sono associate all'eterogeneità litologica delle formazioni coinvolte, caratterizzate da alternanze di livelli lapidei e terrigeni in un contesto geologico molto complesso. Durante i sondaggi inoltre, nelle formazioni presenti, è stato stimato l'indice RQD (rock quality designation), un parametro che serve ad esprimere qualitativamente il grado di fratturazione dell'ammasso roccioso basandosi sulle carote di materiale estratto. Le indagini hanno rilevato sia livelli lapidei con indici RQD anche del 70% (tanto nell'arenaria quanto nella marna), sia livelli argillosi e fogliettati possibili sede di superfici di scorrimento.

4.4 MONITORAGGIO SATELLITARE

I sistemi radar satellitari forniscono immagini elettromagnetiche della superficie terrestre con risoluzione spaziale di qualche metro. Rispetto ai sistemi ottici, i radar sono sistemi attivi in quanto, emettendo un segnale e registrando l'eco di ritorno, operano con continuità consentendo di acquisire dati anche in presenza di copertura nuvolosa e sia di giorno sia di notte. Si tratta di sistemi coerenti in quanto acquisiscono sia il dato di ampiezza del campo elettromagnetico rilevato (valore di modulo) sia l'informazione associata alla distanza sensore-bersaglio (valore di fase).

Il principio di funzionamento è il seguente: un apparecchio illumina lo spazio circostante con un'onda elettromagnetica che, incidendo sulla superficie terrestre, subisce un fenomeno di riflessione disordinata (scattering). Una parte del campo diffuso torna verso la stazione trasmittente, equipaggiata anche per la ricezione, che ne misura le caratteristiche. Il dispositivo è in grado di individuare il bersaglio elettromagnetico e, misurando il ritardo temporale tra l'istante di trasmissione e quello di ricezione, di valutare la distanza a cui è posizionato, localizzandolo in modo preciso nella direzione di puntamento dell'antenna (direzione di range); la direttività dell'antenna utilizzata per trasmettere e ricevere il segnale radar, cioè la selettività nell'illuminazione dello spazio circostante, consente di individuare l'oggetto anche nell'altra direzione (direzione di azimuth). Quanto è più grande l'antenna, tanto più stretta è la sua impronta e, di conseguenza, tanto meglio viene localizzato il bersaglio a scapito, tuttavia, dell'estensione dell'area illuminata. Combinando coerentemente i dati acquisiti dal sensore in posizioni successive, è possibile sintetizzare un'antenna fittizia di grandi

dimensioni, detta ad apertura sintetica, che garantisce un'elevata risoluzione anche nella direzione di azimuth (SAR – Synthetic Aperture Radar).

I principali satelliti che acquisiscono immagini SAR sono ERS1 e ERS2, ENVISAT, RADARSAT, TerraSAR-X, JERS e COSMO-SkyMed. Questi sistemi hanno permesso di monitorare nel tempo i movimenti di versante riguardanti il viadotto Sente e, oltre al già noto movimento della parte a nord del viadotto (figura 66), hanno evidenziato importanti movimenti di versante anche nella prima campata a sud del viadotto (figura 67).

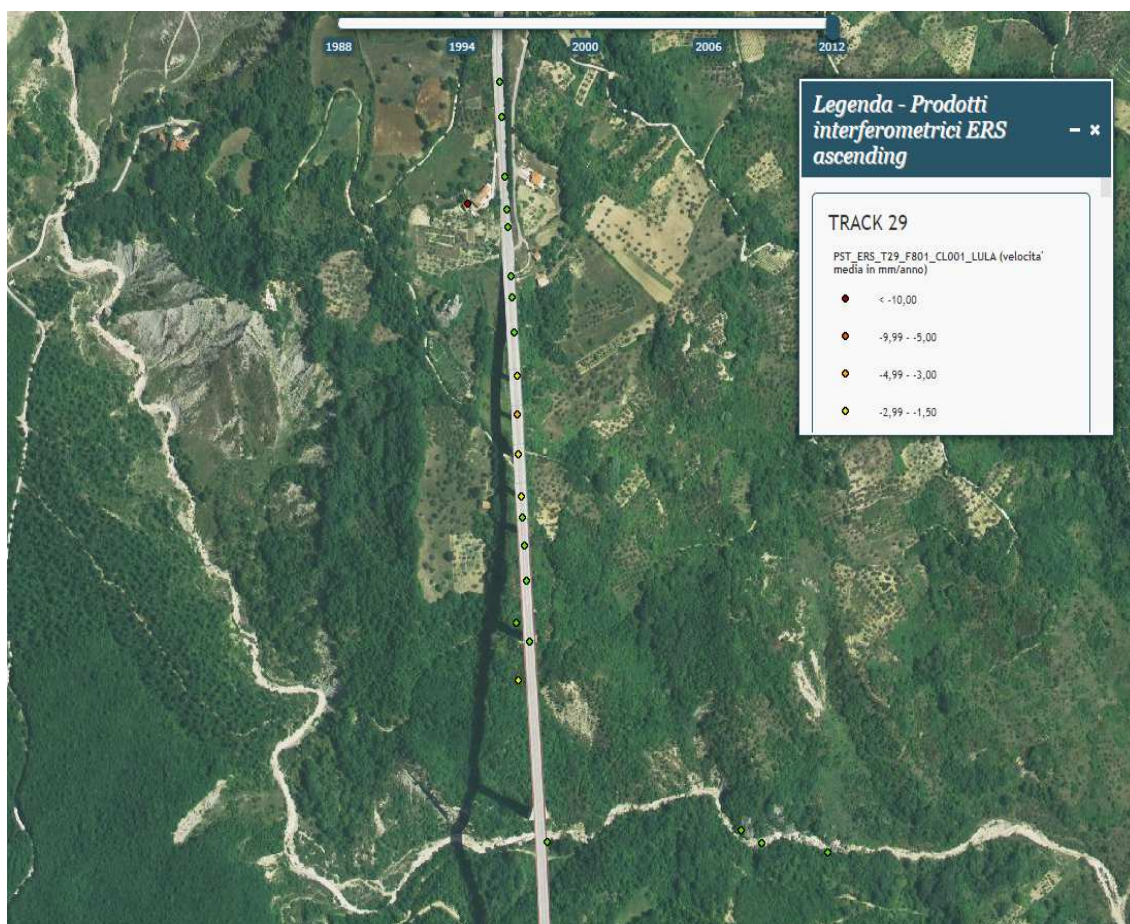


Figura 65: monitoraggio tramite sistemi radar satellitari ERS relativi al periodo 1993-2000

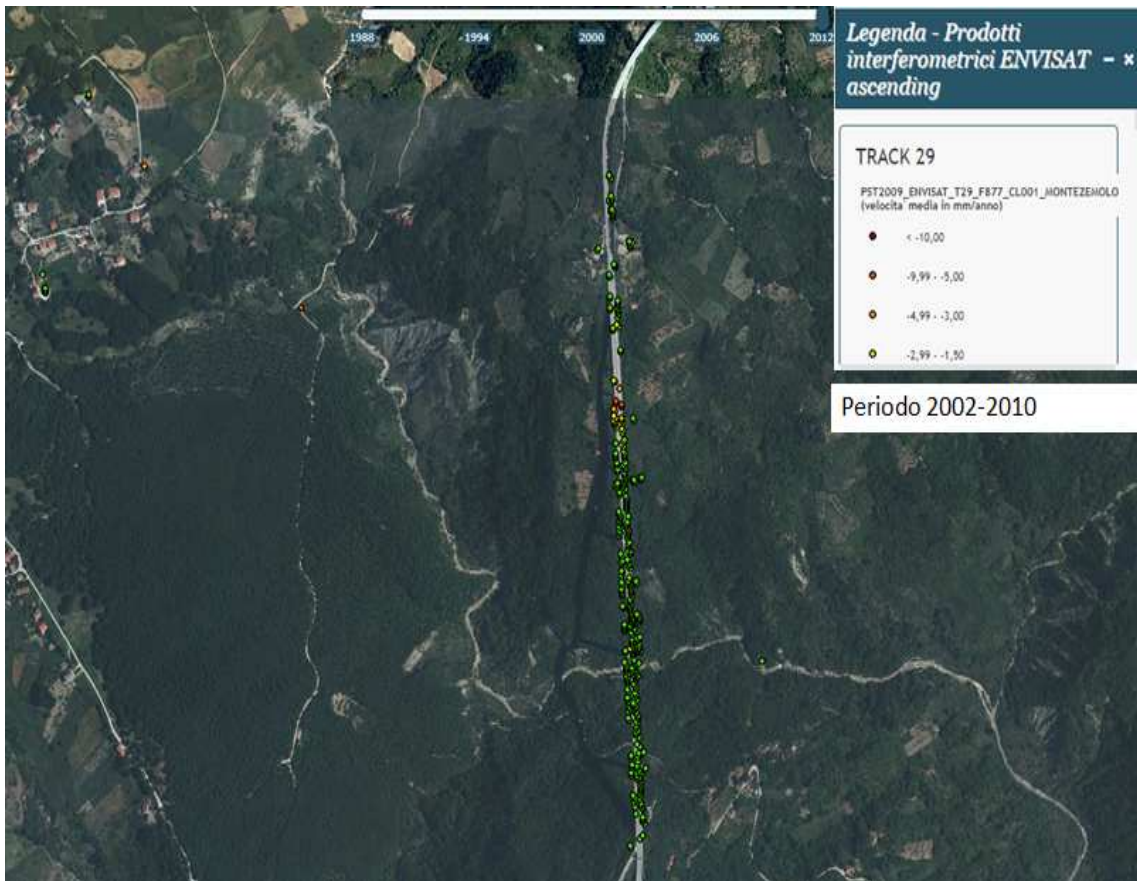


Figura 66: monitoraggio tramite sistemi radar satellitari ENVISAT relativi al periodo 2002-2010

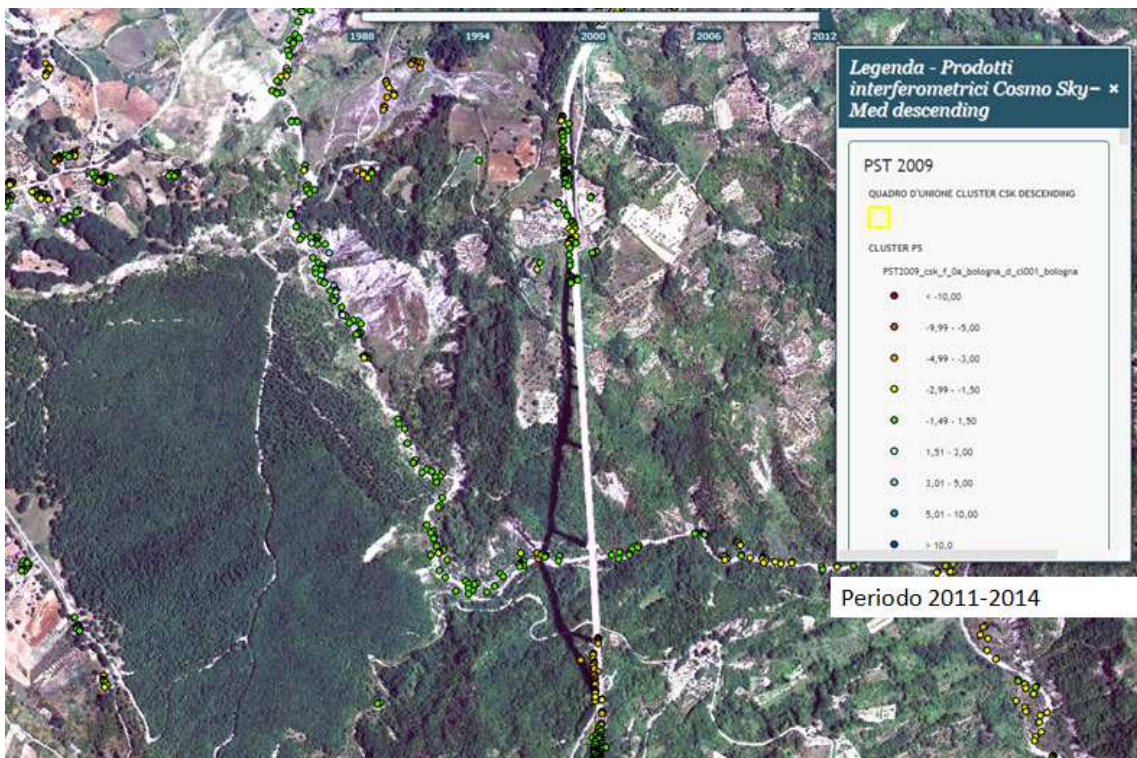


Figura 67: monitoraggio tramite sistemi satellitari COSMO skymed

Nelle legende viene indicata la velocità media del movimento di versante in mm/anno. In particolare, in figura 66 la zona contrassegnata in arancione e rosso rappresenta proprio la parte a nord del viadotto colpita da maggiore instabilità.

Mentre nel monitoraggio eseguito nel periodo dal 2011 al 2014 con sistemi satellitari COSMO SKYMED, si evince un altro movimento di versante, questa volta riguardante le campate a sud del viadotto.

4.5 MONITORAGGIO A TERRA

In questo capitolo vengono riportate le tipologie di sorveglianza e di monitoraggio previste dal piano d'indagine per i lavori di manutenzione straordinaria del viadotto Sente. Per quanto riguarda le linee guida, il modello di sorveglianza proposto comprende sia le attività di ispezione periodica, da condurre secondo metodologie tradizionali, sia le più moderne tecnologie di monitoraggio strumentale di cui è raccomandato l'impiego per le opere di Classe di Attenzione Medio-Alta e Alta e per alcune classi di opere ritenute a maggior rischio o di particolare interesse.

Le ispezioni periodiche ed il monitoraggio di un'opera esistente, condotto con metodologie tradizionali o innovative, ha lo scopo di consentire la valutazione dello "stato di condizione" dell'opera stessa (diagnosi) con riferimento alla sua "idoneità all'uso previsto", comprendente sia gli aspetti di sicurezza strutturale e fondazionale sia quelli relativi alle eventuali pericolosità di natura ambientale ed all'efficienza degli apparati ausiliari, e di stimarne le tendenze evolutive (prognosi). Tali parametri, costituiscono infatti la base di informazioni necessaria a:

- migliorare la conoscenza dell'opera riducendo le incertezze di natura epistemica (azioni, resistenze, modelli);
- aggiornare la valutazione del rischio dell'opera e quindi il suo inserimento in una Classe di Attenzione corrente;
- pianificare in modo efficace, in termini tecnico-economici, gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

4.5.1 MONITORAGGIO PIEZOMETRICO

Il piano di indagine prevede l'installazione di strumentazione in foro di sondaggio atti al controllo ed al monitoraggio del livello piezometrico. Gli strumenti vanno adeguatamente protetti da possibili azioni esterne che ne alterino il funzionamento.

La durata del monitoraggio è fondamentale che sia quella sufficiente a raccogliere i dati necessari per il raggiungimento delle finalità del monitoraggio stesso. È buona norma estendere il periodo di misure fino alla fine della redazione del progetto nella sua veste definitiva, ma, esso, deve comunque abbracciare un arco di tempo sufficiente per verificare le variazioni piezometriche stagionali.

Nel caso specifico le letture sono state previste secondo quanto riportato nella seguente tabella:

Tabella 32: frequenza e durata monitoraggio piezometrico

	Tipologia	Frequenza "ante - operam"	Durata
<i>Regime idraulico</i>	Lettura piezometri	n.1 lettura / mese	12 mesi

I fori di sondaggio BH02_PIEZ, BH05_PIEZ e BH11_PIEZ sono stati condizionati con piezometro a tubo aperto. Il piezometro a tubo aperto in un foro di sondaggio verticale consente il rilievo della profondità della superficie piezometrica mediante misurazione con sonda elettrica (freatimetro).

Per l'installazione del piezometro ci si è attenuti alle norme di riferimento AGI Associazione Geotecnica Italiana (1977) – Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche. Nel caso specifico i fori BH02_PIEZ, BH05_PIEZ e BH11_PIEZ sono stati condizionati rispettivamente da p.c. a 40.00, da p.c. a 42.00 m e da p.c. a 45.00 m con piezometro costituito da tubi in PVC del diametro interno di 2'' con spezzoni di lunghezza 3,0 m, ciechi e fessurati, giuntati M/F. Gli spezzoni filtranti del tubo sono fessurati orizzontalmente e rivestiti con calza in tessuto non tessuto. L'intercapedine tra le pareti del foro ed il tratto fessurato del piezometro, è stata riempita con ghiaino siliceo pulito (diametro 1-4 mm). Sopra al tratto fessurato è stato realizzato un tampone impermeabile con compactonite in palline (diam. 1-2 cm) per uno spessore di 1 m. L'intercapedine tra il tratto cieco del piezometro e le pareti del foro è stato riempito con ghiaino.

Il foro di sondaggio BH03_PIEZ è stato condizionato con piezometro di tipo Casagrande con profondità della cella di -16 m dal p.c. Il piezometro è costituito da un filtro cilindrico cavo, dotato di un circuito di filtrazione collegato con due tubi in PVC del diametro di ½ pollice. Nel tratto di foro in cui si vogliono determinare le pressione neutre viene posta una cella piezometrica CSG 010 tipo Casagrande collegata alla doppia tubazione.

L'intercapedine formata fra la cella piezometrica e le pareti del foro è stata riempita da ghiaietto siliceo pulito utilizzato come materiale drenante. Il tratto drenante è stato isolato alle estremità superiore ed inferiore da un tampone impermeabile di spessore 0.5 m e 0.8 m costituito da compactonite in palline. Il resto del foro è stato riempito con ghiaino.

I tempi di risposta delle due tipologie di piezometri utilizzati sono differenti perché dipendono dalla permeabilità K del terreno attraversato e dal volume d'acqua che entra in gioco che nel caso del piezometro Casagrande è minore essendo il diametro del tubicino più piccolo rispetto al piezometro a tubo aperto, come si può notare dal seguente grafico di Terzaghi e Peck del 1967, in cui abbiamo sull'asse delle ascisse il tempo di risposta e sull'asse delle ordinate la permeabilità K in cm/s:

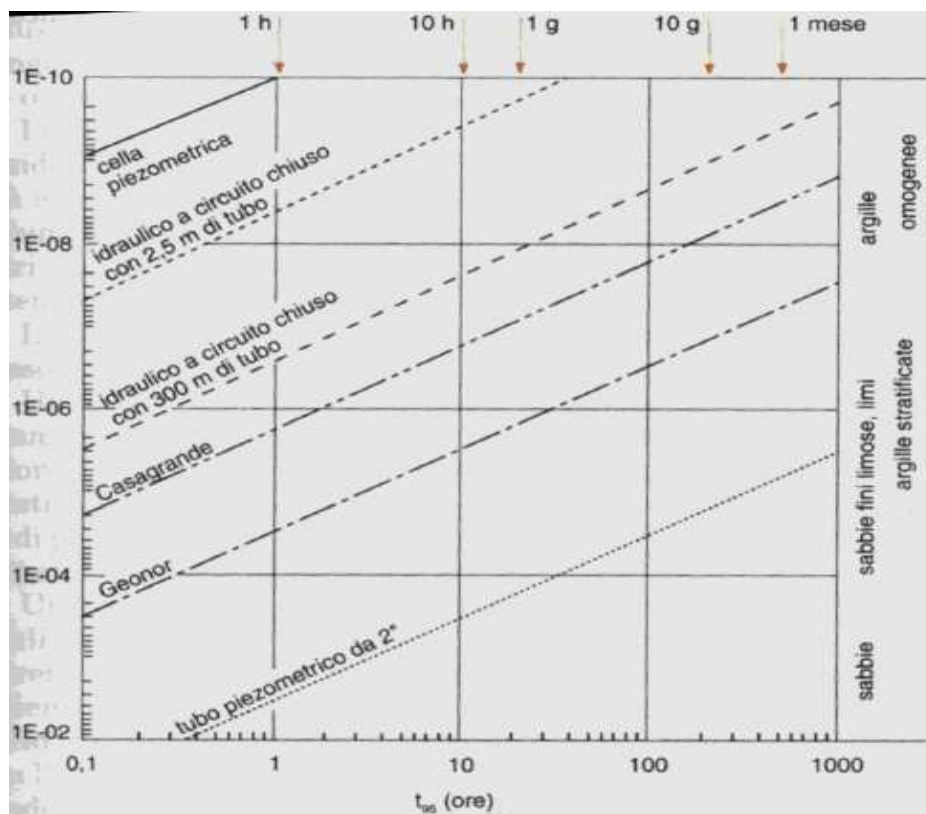


Figura 68: tempi di risposta piezometri sulla base della permeabilità K

4.5.2 MONITORAGGIO INCLINOMETRICO

Il progetto delle indagini prevede l'installazione di strumentazione in foro di sondaggio atti al controllo ed al monitoraggio geotecnico dei versanti. Gli strumenti vanno adeguatamente protetti da possibili azioni esterne che ne alterino il funzionamento. La durata del monitoraggio è fondamentale che sia quella sufficiente a raccogliere i dati necessari per il raggiungimento delle finalità del monitoraggio stesso. È buona norma estendere il periodo di misure fino alla fine della redazione del progetto nella sua veste definitiva. I tubi inclinometrici, dopo la misura di zero da effettuarsi dopo la loro installazione, verranno rilevati con sonda rimovibile lungo le quattro guide distintamente a cadenza mensile, per un totale di 12 campagne di misura (esclusa quella di zero). In caso di eventi pluviometrici di forte intensità e/o a seguito di sensibili variazioni della piezometria, il calendario delle campagne di rilevamento inclinometrico potrà essere modificato/aggiornato. L'inizio delle letture può avere inizio anche durante il corso delle indagini geognostiche (trascorso il tempo minimo per la presa della miscela cementizia). Si prevede la lettura della strumentazione installata con la seguente frequenza:

	Tipologia	Frequenza	Durata
<i>Monitoraggio area in frana</i>	Letture Inclinometriche	n.1 lettura / mese	12 mesi

Tabella 33: frequenza e durata lettura inclinometri

I sondaggi BH07_INCL, BH08_INCL e BH09_INCL sono stati condizionati con tubi inclinometrici alla profondità di 30 m e 20 m rispettivamente. Il tubo inclinometrico impiegato presenta una sezione di tipo circolare provvista di quattro scanalature con funzione di guida per la sonda inclinometrica. I tubi sono realizzati in alluminio con diametro interno pari a 73 mm e spessore di 3 mm. Gli spezzoni di tubo installato, hanno una lunghezza di 3 m e sono stati assemblati in cantiere, introdotti nel foro e successivamente cementati.



Figura 69: sezione tubo inclinometrico

Particolare attenzione è stata prestata alla giunzione dei vari tubi, tramite l'utilizzo di appositi manicotti, giuntati con l'ausilio di rivetti e silicone per evitare l'entrata dei detriti o della malta cementizia. L'estremità inferiore dell'inclinometro è stata sigillata tramite un tappo di fondo.

L'intercapedine tra le pareti del foro ed il tubo inclinometrico è stata cementata tramite un apposito tubicino di iniezione, partendo dal fondo foro con una miscela cementizia costituita da acqua-cemento-bentonite con proporzioni in peso 100-30-10, iniettata a bassa pressione.



Figura 70: ubicazione monitoraggio inclinometrico nella parte nord del viadotto

Un inclinometro è dunque un dispositivo in grado di misurare l'inclinazione dell'asse della sonda rispetto alla verticale al fine di monitorare i movimenti di versante.

Lo scopo è quello di assicurare che lo strumento possa deformarsi in modo "solidale" con il terreno consentendo di ricavare informazioni geotecniche (p.es. deformazione/velocità di deformazione orizzontale, identificazione di superfici di rottura, cinematisimo ecc). Le letture, realizzate seguendo standard internazionali (ASTM D4622-86), consentono di definire nello spazio la posizione del tubo rispetto

alla verticale. Le misure vengono ripetute N volte ad intervalli di tempo, ottenendo misure di spostamento differenziale.



Figura 71: inclinometro installato alla base di pila 7 del viadotto Sente

CONCLUSIONI

La procedura per la gestione della sicurezza dei ponti sulla base “*Nuove Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti*” emanate dal Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti nel 2020, si pone l’obiettivo principale di attribuire alle strutture una Classe di Attenzione (CdA) sulla base dei parametri di Pericolosità, Vulnerabilità ed Esposizione. In funzione di tale classificazione si può quindi pervenire all’individuazione delle verifiche da effettuare sul sistema e alla scelta del tipo di monitoraggio di cui necessita l’opera. Questa procedura, nei casi interessati da un’instabilità del terreno, non può prescindere dall’approfondimento delle indagini attraverso un’attività di ispezione geognostica e geofisica.

Fondamentale quindi per condurre corrette valutazioni della sicurezza di tali opere è eseguire appropriate analisi di interazione terreno-struttura soprattutto quando le fondazioni interagiscono con versanti in movimento.

Nel presente lavoro di tesi si è voluta approfondire questa tematica e lo si è fatto attraverso l’analisi del documento integrale delle Linee Guida del 2020, la lettura di alcuni articoli scientifici ed infine attraverso il tentativo di applicare quanto appreso al caso del Viadotto Sente, ubicato tra l’Abruzzo ed il Molise. Relativamente a questo caso, infatti, si è avuta l’opportunità, durante il tirocinio curricolare, di seguire con regolarità le indagini geognostiche e geofisiche commissionate da ANAS.

Nell’articolo di Pauselli D. et al. (2021) “*Modellazione 3D degli effetti del fenomeno di interazione terreno – struttura per una fondazione a cassone*” si mette in evidenza l’inappropriatezza, in taluni casi, dello schema di analisi a base incastrata. Benché in termini di sollecitazioni di picco il modello a base fissa appare sicuramente conservativo, esso sottostima invece in maniera determinante spostamenti, rotazioni e deformazioni in generale, sia elastiche che residue. Un approccio a base fissa tende inoltre a mitigare molto gli effetti sull’impalcato derivanti dalla differente risposta dinamica di pile successive ad esempio per mere variazioni di condizioni di natura geotecnica e quindi di accoppiamento con le caratteristiche strutturali.

Dagli articoli di Moretto S. et al. (2018) “*The 2015 Scillato Landslide (Sicily, Italy): deformational behavior inferred from Satellite & Terrestrial SAR Interferometry*” e Rosone M. et al. (2018) di “*On the reactivation of a large landslide induced by rainfall in highly fissured Clays*” è stato analizzato il caso del viadotto Imera in Sicilia,

interessato da fenomeni di instabilità di versante ponendo particolare attenzione alle indagini eseguite e al sistema di monitoraggio messo in atto. Da tali pubblicazioni si evince quanto sia importante per una corretta comprensione dei fenomeni poter contare sia su monitoraggio da terra (inclinometri e piezometri) sia da satellite, il quale permette la rilevazione di movimenti con grande precisione.

Relativamente alle mie valutazioni sul Viadotto Sente seguendo le linee guida ministeriali e sulla base delle informazioni raccolte è stato possibile:

- proporre una sezione stratigrafica grazie all'uso combinato dei risultati dei sondaggi a carotaggio continuo, delle prove geofisiche e di alcune prove di laboratorio, nonché al necessario e propedeutico inquadramento geologico generale dell'area e dei litotipi affioranti. I sondaggi hanno evidenziato la presenza di materiale ampiamente fratturato sia nello strato di arenaria che nello strato marnoso. Inoltre, nel substrato roccioso, sono state rinvenute alterazioni di natura limosa e argillosa, altro possibile motivo di vulnerabilità del sistema;
- stimare la Classe di Attenzione Sismica del viadotto: essendo state valutate come ALTA sia la classe di pericolosità che quella di vulnerabilità e come MEDIA la classe di esposizione si è giunti ad una CdA sismica ALTA dell'opera;
- stimare la Classe di Attenzione associata al rischio frane: facendo delle ipotesi relativamente al movimento franoso è stato possibile stimare anche una Suscettibilità ALTA, una vulnerabilità ALTA ed un'esposizione MEDIA che conducono ad una valutazione di una CdA da rischio frana ALTA. Tale stima potrà essere ovviamente aggiornata grazie ai risultati dello specifico monitoraggio a terra installato nella recente campagna di indagine e che al momento non è ancora disponibile.

BIBLIOGRAFIA

- Caratterizzazione geologico-ambientale del territorio molisano e delle unità territoriali (macro-aree) individuate, Prof.ssa Carmen M. Roskopf, 27 Gennaio 2014.
- Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000 foglio 393 Trivento, I. Sgrosso – G.Naso.
- Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti, ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 17 Aprile 2020.
- Rapporto delle indagini geognostiche e geofisiche lavori di manutenzione straordinaria del viadotto Sente Longo, GIT SERVICE S.R.L., ANAS S.P.A., Dicembre 2021
- The 2015 Scillato Landslide (Sicily, Italy): deformational behavior inferred from Satellite & Terrestrial SAR Interferometry, Moretto S. Bozzano F. Brunetti A. Della Seta M. Majetta S. Mazzanti P. Rocca A. Valiante M., 2018.
- NTC 2018, ministero delle infrastrutture e dei trasporti, Gennaio 2018.
- Modellazione 3D degli effetti del fenomeno di interazione terreno – struttura per una fondazione a cassone, Pauselli D. Salciarini D. Ubertini F., IARG 2021.
- On the reactivation of a large landslide induced by rainfall in highly fissured Clays (Marco Rosone, Maurizio Zicarelli, Alessio Ferrari, Camillo Airò Farulla), Engineering Geology, 2018.

SITOGRAFIA

- Dissesto idrogeologico, pericolosità e rischio: <https://idrogeo.isprambiente.it>
- Carta geologica d'Italia: <http://sgi.isprambiente.it/geologia100k>
- Geoportale nazionale: <http://www.pcn.minambiente.it>
- Google earth: <https://www.google.it/intl/it/earth>
- Testata giornalistica: <https://www.vastoweb.com>
- Outdooractive: <https://www.outdooractive.com>