



## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	IL GRAFO STRADALE DELLA ZONA .....	4
3	IL QUADRO NORMATIVO .....	5
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	7
4.1	INQUADRAMENTO TETTONICO GENERALE.....	8
4.2	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE .....	15
4.2.1	Cenni di geologia regionale .....	15
4.2.2	Geologia dell'area in studio .....	16
4.3	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE.....	17
4.4	RISCHIO IDROGEOLOGICO.....	19
5	LE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE .....	20
5.1	Sondaggi geognostici .....	21
5.2	Prove Penetrometriche DPSH.....	23
5.3	Prove MASW e HVSr .....	28
5.4	Tomografie Elettriche .....	29
5.5	Pozzetti esplorativi e Prove di Carico su Piastra .....	30
6	IL MODELLO GEOTECNICO .....	31
6.1	UNITA' LITOTECNICHE.....	31
6.2	COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI.....	34
6.3	VERIFICHE DI STABILITA' .....	38
7	IL RILIEVO ESEGUITO .....	40
8	L'INQUADRAMENTO SISMICO DELL'OPERA .....	42
8.1	LA STRATEGIA SISMICA - TRATTA 01 .....	42
8.1.1	IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI .....	43
8.1.2	PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE.....	44
8.1.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	46
8.1.4	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	47
8.1.5	FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA.....	47
8.1.6	SPELTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA ..	48
8.2	LA STRATEGIA SISMICA - TRATTA 01 .....	51
8.2.1	IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI .....	52
8.2.2	PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE.....	53
8.2.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO.....	55
8.2.4	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	56
8.2.5	FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA.....	56
8.2.6	SPELTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA ..	57
9	IL PROGETTO STRADALE.....	60
9.1	PREMESSE.....	60

9.2	SEZIONI TIPO.....	64
9.3	VERIFICHE DI RISPONDENZA AL DM 05/11/2001 .....	64
9.3.1	Verifiche di visibilita' .....	64
9.4	SEGNALETICA.....	65
9.4.1	SEGNALETICA ORIZZONTALE.....	66
9.4.2	SEGNALETICA VERTICALE .....	67
9.5	BARRIERE DI SICUREZZA .....	68
10	LE OPERE STRUTTURALI.....	70
10.1	I VIADOTTI.....	70
10.1.1	Viadotto 01 .....	70
10.1.2	Viadotto 02.....	76
10.2	LE OPERE DI SOSTEGNO.....	81
10.2.1	Il muro in terra rinforzata .....	81
10.2.2	I muri a gravità.....	82
10.3	LE OPERE IDRAULICHE .....	82
11	IL PROGETTO IDRAULICO .....	83
11.1	INQUADRAMENTO NORMATIVO.....	83
11.2	VERIFICA DI COMPATIBILITÀ CON I PIANI DI BACINO.....	84
11.3	CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI .....	85
11.4	PLUVIOMETRIA .....	87
11.5	STIMA DELLE PORTATE AL COLMO .....	89
11.6	VERIFICA DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DI PROGETTO.....	91
11.7	VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA.....	92
11.8	CALCOLO DELL'ALTEZZA DEL VELO IDRICO SULLA PAVIMENTAZIONE.....	93
11.9	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE .....	94
12	ESPROPRI.....	95
13	LA STIMA LAVORI E I COMPUTI METRICI .....	95
14	LA CANTIERISTICA.....	96
14.1	UBICAZIONE DELLE AREE DI CANTIERE.....	97

## 1 PREMESSA

Il Progetto definitivo di cui la presente relazione fa parte riguarda gli interventi del 1° Stralcio dei lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni lungo la S.S. n. 502 "Cingoli" – S.S.n. 78 "Picena" – nel tratto Sarnano-Amandola (Lotto 2).

L'intervento rientra tra le iniziative del PNC – PNRR: Piano Nazionale Complementare al Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza nei territori colpiti dal sisma 2009-2016, Sub-misura A4, "Investimenti sulla rete stradale statale".

Il percorso attuale della SS78 Picena (provinciale 237) attraversa il centro abitato di Sarnano nella zona di separazione fra il borgo storico (ad est) e quello moderno (ad ovest).

Per il lotto in esame si esclude, a priori, l'opportunità di intervenire, con i lavori del primo stralcio, nella zona del primo rettilineo che esce dell'abitato di Sarnano verso Amandola (fino alla località Case Rosse), in quanto tale tratto potrebbe essere oggetto di approfondimenti finalizzati allo studio di un bypass dell'intero borgo di Sarnano. Sono state invece prese in considerazione diverse ipotesi in tutto il tratto successivo, fino ad Amandola, dove si colloca, fra l'altro, la sezione di valico montano (a quota 630m.s.l.m.) dell'intero percorso Belforte-Servigliano.

Tenendo conto di tutti i condizionamenti presenti nel tracciato esistente relativi alla tratta Sarnano – Amandola ciò che appare logico fare, con il quadro economico a disposizione, è dunque intervenire nell'immediato per la sistemazione definitiva di **due distinte zone "neutre"**; nella fattispecie il tratto che attraversa Cardagnano Alto e quello intermedio compreso fra l'ansa di Montane e quella di Rustici, rimandando agli stralci successivi gli interventi che comportano varianti fuori sede più impegnative dal punto di vista economico e ambientale.

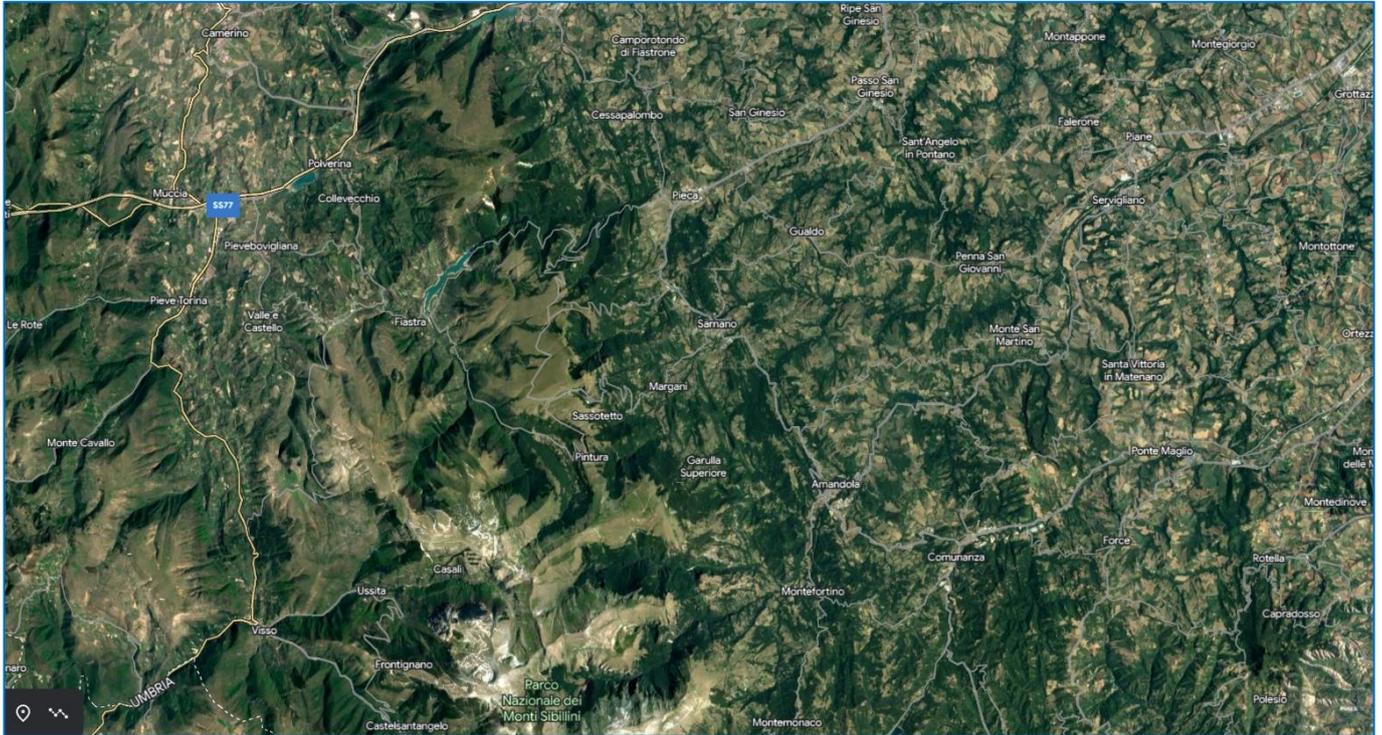
In questo modo si eleva significativamente, già in questa fase, la sicurezza dell'esercizio e non si compromettono in maniera irreversibile future scelte di adeguamento dell'intero percorso, che, per la presenza di oggettive difficoltà orografiche, potrà avvenire solo adottando varianti impegnative e necessariamente fuori sede rispetto al tracciato attuale.

Dal punto di vista normativo i riferimenti adottati per i vari tratti costituenti il progetto sono i D.M. 2001 e 2006 rispettivamente relativi alla progettazione di nuove strade ed intersezioni e il D.M. 22/04/2004 per gli adeguamenti di strade esistenti.

Per i tratti di adeguamento l'obiettivo del progetto è stato quello, pur limitando quanto più possibile le escursioni fuori sede, di rispettare i parametri della normativa, sia in termini geometrici che di velocità.

## 2 IL GRAFO STRADALE DELLA ZONA

La S.S. 78 svolge un importante ruolo di collegamento est-ovest (unendo Sarnano Amandola).



Il traffico pesante che grava sulla S.S. 78 è comunque molto elevato.

Di tali fattori si è tenuto conto nella cantierizzazione evitando di prevedere chiusure dell'infrastruttura.

### 3 IL QUADRO NORMATIVO

A livello generale la procedura è gestita secondo:

- **D.Lgs. 18/04/2016 n.50.:** Codice dei contratti pubblici.

Per gli aspetti stradali sibi state utilizzate le seguenti normative

- **D.M. 05/11/2001 e s.m.i.:** Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- **D.Lgs. 30/04/1992 n.285 e ss. mm. ii.:** Nuovo Codice della Strada.
- **D.M. 30/11/1999 n°557:** Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili.
- **D.M. 18/02/1992 n. 223:** Regolamento recante istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza.
- **D.M. 21/06/ 2004.** Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale.
- **Circolare 21/07/2010 n. 62032:** Uniforme applicazione delle norme in materia di progettazione, omologazione e impiego dei dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali.
- **D.M. 28/06/2011:** Disposizioni sull'uso e l'installazione dei dispositivi di ritenuta stradale. Pubblicato sulla G.U. n. 233 del 06-10-2011.
- **D.M. 01/04/2019.** Dispositivi Stradali di sicurezza per motociclisti (DSM). Pubblicato sulla G.U. n. 114 del 17-05-2019.

Per gli aspetti strutturali sono di riferimento le seguenti normative

- **DM 17.01.2018** "Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 17 Gennaio 2019 n.7** Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- **UNI EN 1990 (Eurocodice 0)** → Base della progettazione strutturale
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2)** → Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 4)** → Azioni sulle strutture – Azione del vento
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 5)** → Azioni sulle strutture – Azioni termiche
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1994 (Eurocodice 4)** → Progettazione delle strutture composte acciaio - calcestruzzo
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- **UNI EN 206-1:2016** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità

- UNI 11104:2016 → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1

Dal punto di vista stradale l'intervento è stato studiato nel rispetto delle seguenti normative per quel che attiene gli aspetti stradali:

- D.Lgs. 30-04-92, n. 285 e s.m.i.: "Nuovo Codice della Strada";
- D.P.R. 16-12-1992 n. 495 e s.m.i.: "Regolamento di esecuzione e di attuazione del Codice della Strada";

Le barriere di sicurezza sono state dimensionate sulla base delle indicazioni contenute nella normativa:

- D.M. 21/06/2004 n. 2367 – "Aggiornamento delle istruzioni tecniche per la progettazione, l'omologazione e l'impiego delle barriere stradali di sicurezza e le prescrizioni tecniche per le prove delle barriere di sicurezza stradale.

In particolare, si segnala che il progetto in parola è un adeguamento di una strada esistente per cui, anche ai sensi del D.M. 2004 il D.M. 05/11/2001 e D.M. 19/04/2006 costituiscono norma di riferimento.

## 4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Le caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed idrogeologiche di questa parte del territorio sono state dedotte dalle seguenti fonti:

- a) Elaborato T02GE00GEORE01B ("Relazione Geologica" – Progetto çPreliminare
- b) Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:50.000 - Foglio 302 "Tolentino", Foglio 314 "Montegiorgio" e Foglio 303 "Macerata"
- c) Carta Geologica Regionale, in scala 1:10.000, Sezioni 313160 "Sarnano", 314130 "Buzzaccheri", 325040 "Capovalle", 326010 "Amandola", Regione Marche, Servizio Ambiente e Paesaggio, Informazioni Territoriali e Beni Paesaggistici;
- d) CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dalle Catastrofi Idrogeologiche – Università degli Studi di Ancona – Regione Marche . - "Schema Idrogeologico della regione Marche" Scala 1:100.000
- e) Carta Geomorfologica Regionale, in scala 1:10.000, Sezione 313160 "Sarnano", Regione Marche, Servizio Ambiente e Paesaggio, Informazioni Territoriali e Beni Paesaggistici
- f) Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale . Piano Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo delle Marche – "Carta del Rischio Idrogeologico" – Scala 1:10.000
- g) Piano Tutela delle Acque – Regione Marche – "Carta delle Strutture Idrogeologiche e delle direttrici di deflusso delle acque sotterranee" – scala 1:500.000
- h) IFFI (Inventario dei Fenomeni Franosi in Italia) (ISPRA)

Inoltre sono stati acquisiti gli elaborati geologici del progetto preliminare, i risultati delle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche effettuate, ed in particolare:

- T02GE00GEORE01B4 Relazione Geologica -
- T02GE00GEOPU01B7 Planimetria ubicazione indagini geognostiche 1:2.000
- T02GE00GEOCO01B8 Carta Geologica e Strutturale di inquadramento 1:10.000
- T02GE00GEOCO02B9 Carta PAI pericolosità e rischio geomorfologico 1:5.000
- T02GE00GEOCG01B10 Carta geologica 1:5.000
- T02GE00GEOCG02B11 Carta geomorfologica 1:5.000
- T02GE00GEOCI01B12 Carta idrogeologica 1:5.000
- T02GE00GEOFG01B13 Profilo geologico 1:5.000/5000
- T02GE00GEOSG01B14 Sezioni geologiche 1:1000
- T02GE00GETRE01B15 Relazione geotecnica generale -
- T02GE00GETFG01B16 Profilo geotecnico 1.5.000/1500

Il lavoro è stato espletato in osservanza alle vigenti normative con particolare riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) emanato il 17/01/2018 ed alla Circolare del 21/01/2019 n. 7, "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

## 4.1 INQUADRAMENTO TETTONICO GENERALE

Per la descrizione delle strutture tettoniche e della geologia regionale si fa riferimento a quanto riportato Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:50.000 - Foglio 336 "Spoleto".

I lineamenti geotettonici dell' Appennino centrale sono essenzialmente individuabili in elementi strutturali di compressione, dovuti alla genesi tettonica della catena appenninica, che si è verificata nel territorio in esame dal Serravalliano al Messiniano/Pliocene Inferiore.

L'Appennino umbro-marchigiano deriva dalla deformazione di differenti domini paleogeografici e deposizionali disposti sul basamento della Placca adriatica: il Dominio toscano, il Dominio umbro-marchigiano ed il Dominio laziale-abruzzese. La paleogeografia di tali domini prima dell'inizio della deformazione è schematizzata nella Figura 3.1<sup>1</sup>, ove sono indicati i fronti di accavallamento tettonico della Falda toscana, del Cervarola, di Olevano-AnTRODoco-Monti Sibillini (OAMS) e del Gran Sasso (SG); nella Figura 3.2<sup>2</sup> viene mostrata la configurazione attuale delle unità tettoniche derivate dai suddetti domini deposizionali, in cui i cerchi rossi individuano principali apparati vulcanici quaternari dell'Umbria.

L'assetto strutturale di questa parte dell'Appennino è schematizzabile come una sovrapposizione di falde tettoniche separate da sovrascorrimenti.

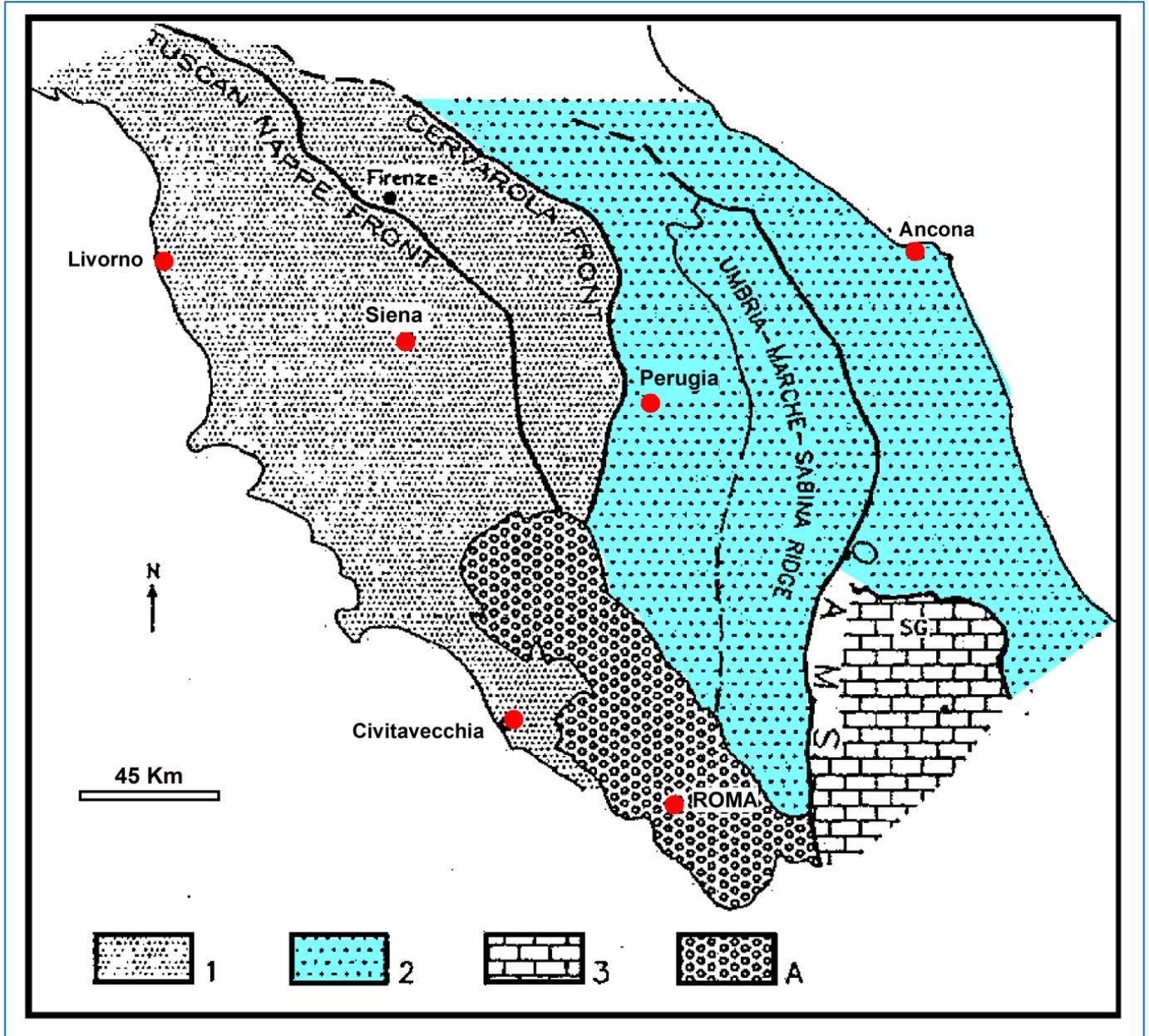
Il tema generale è la sovrapposizione di scaglie tettoniche, derivate dalla deformazione della copertura sedimentaria meso-cenozoica attraverso alcune superfici di accavallamento primarie (Cervarola, Narnese-amerina, M.ti Sabini, Olevano- Antrodoco-M.ti Sibillini, Gran Sasso, Laga e Struttura costiera) e molte altre secondarie. Il fronte di sovrascorrimento più interno (Cervarola) è coperto dalle vulcaniti quaternarie laziali, mentre i fronti più esterni (Laga e Strutture costiere) sono sepolti sotto la spessa coltre di sedimenti plio-quaternari del Bacino periadriatico. I sovrascorrimenti sono sempre associati a pieghe antiformali e sinformi; per esempio, nella Dorsale umbro-marchigiana, che corrisponde anche alla massima elevazione della catena, le formazioni mesozoiche sino al Calcere Massiccio affiorano al nucleo di anticlinali smantellate dall'erosione. Dal Pliocene la tettonica estensionale e transtensiva ha generato nel settore umbro una serie di ampie fosse, colmate di sedimenti fluvio-lacustri, come la Valtiberina e la Valle Umbra. I sistemi di faglie normali sono più recenti man mano che ci si sposta verso oriente, come indicato dalla serie di conche intramontane quaternarie, sismicamente molto attive, poste all'interno della Dorsale umbro-marchigiana (Gubbio, Gualdo Tadino, Colfiorito, Norcia, Cascia e Leonessa).

<sup>1</sup> *Tratta e ridisegnata da "Assetto tettonico e potenzialità sismogenetica dell'Appennino Tosco-Umbro-Marchigiano - Dipartimento di Scienze Fisiche, della Terra e dell'Ambiente - Università di Siena", 2014*

<sup>2</sup> *Tratta e ridisegnata da "Assetto tettonico e potenzialità sismogenetica dell'Appennino Tosco-Umbro-Marchigiano - Dipartimento di Scienze Fisiche, della Terra e dell'Ambiente - Università di Siena", 2014*

Figura 3.1 - Attuale configurazione dei domini sedimentari nell'area umbro-marchigiana.

1) Dominio toscano 2) Dominio umbromarchigiano 3) Dominio laziale-abruzzese A) Vulcaniti quaternarie.



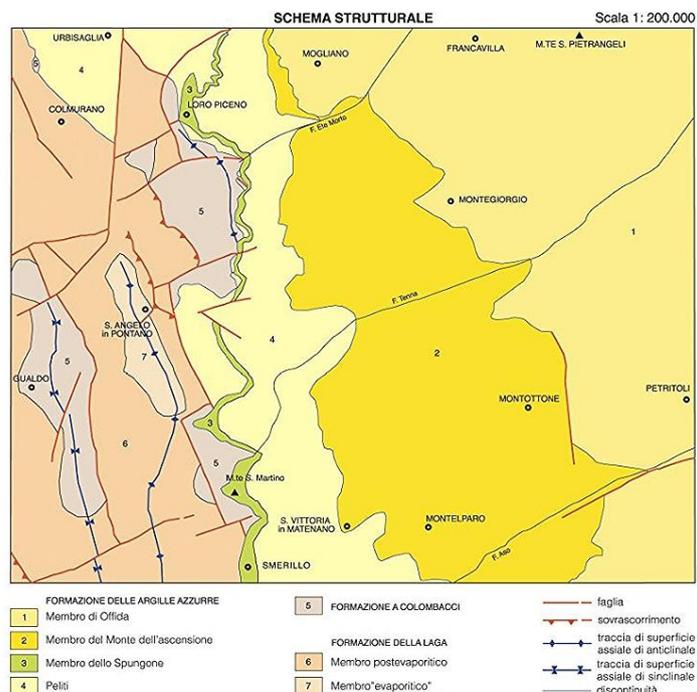
Il suddetto schema tettonico è complicato dalla presenza di sistemi di faglie distensive, derivanti dall'evoluzione post-orogena; inoltre diversi dati, stratigrafici e strutturali, indicano anche la presenza di importanti dislocazioni sinsedimentarie di età miocenica, anch'esse come le prime, a prevalente componente normale del movimento, che rendono particolarmente complessa l'evoluzione preorogena e la successiva strutturazione compressiva di questo settore del margine afro-adriatico. Nella Figura 3.3 è riportato uno schema strutturale, tratto dalla carta Geologica del Foglio 336 "Spoleto", in cui l'area in studio è ubicata nell'ambito dell'Unità tettonica del Coscerno.

Uno schema delle vicende tettoniche di questa parte del territorio non è affrontabile sic et simpliciter nell'ambito del presente studio, giacchè richiederebbe richiami di geologia regionale e generale che esulano dagli scopi del presente lavoro; tuttavia si riassumono le fasi tettoniche che hanno interessato l'Appennino Centrale dal Giurassico in poi.



Le formazioni affioranti nel tratto di territorio in studio sono tutte ascrivibili ai Depositi Sin-Orogenetici del Miocene Superiore, rappresentati dalla Formazione della Laga – Membro del Lago di Campotosto. Detta unità, individuata dalla sigla LAG<sub>4</sub> viene ulteriormente suddivisa in sottounità in relazione alla litologia dei terreni che le compongono ed in particolare in relazione al rapporto arenaria/pelite (A/P).

Figura 2.3 – Schema strutturale del tratto dell'Appennino Umbro-Marchigiano



- Associazione arenacea (LAG4c): arenarie da medio-grossolane in strati da medi a molto spessi, con base netta e talora erosiva e lenticolari alla scala del l'affioramento; sono frequenti le amalgamazioni, si presentano massive e non gradate talora con scarse o blande laminazioni alla base che passano verso l'alto a laminazioni dapprima piano-parallele a incrociate a grande scala, talora con forme di fondo tridimensionali. Il rapporto A/P >>1 o indefinito.
- Associazione arenaceo-pelitica I (LAG4d): arenarie a granulometria fina e media, talora grossolana in strati da medi a spessi, con superficie basale netta talora fortemente erosiva. Gli strati sono generalmente lenticolari alla scala del l'affioramento e sono caratterizzati da una spiccata laminazione interna, da piano parallela in basso e nella porzione mediana a incrociata in alto; quest'ultima mostra spesso convoluzioni, talvolta vergenti. Talora gli strati risultano completamente laminati con lamine spesse che passano rapidamente solo al tetto dello strato a lamine sottili piano parallele e incrociate. Il rapporto A/P è compreso tra 3 e 10.
- Associazione arenaceo-pelitica II (LAG4b): torbiditi arenaceo-pelitiche a granulometria da medio-fine e raramente grossolana in strati da medi a spessi con base netta a geometria tabulare. La porzione laminata (intervallo b) è spesso prevalente. Strutture di fluidificazioni e fughe d'acqua sono talora presenti nella parte superiore degli strati. Il rapporto A/P è compreso tra 1 e 3.
- Associazione pelitico - arenacea (LAG4e): torbiditi pelitico-arenacee in strati sottili (tipo TBT), da 2 a 10 cm, con granulometria variabile da arenarie molto fini a silti a laminazione incrociata, spesso

convoluta. Il rapporto  $A/P$  è  $< 1$ . Nel complesso l'unità risulta interessata da strutture plicative che ripetono la successione nei diversi settori del Foglio; lo spessore in affioramento è di circa 2300 m. Nel corso della formazione della catena appenninica si è sviluppato un sistema compressivo che, oltre a determinare la deformazione delle successioni pre-orogeniche coinvolte, ha controllato lo sviluppo e la successiva migrazione, verso le zone via via più esterne dell'avampaese, di un sistema orogenico costituito da catena-avanfossa-avampaese.

Esso risulta caratterizzato dall'evoluzione di diverse tipologie di bacini sedimentari, controllati principalmente dai processi tettonici (subsidenza flessurale e sollevamento orogenico) connessi con l'accrescimento frontale di una catena a pieghe e sovrascorrimenti (De Celles & Giles, 1996).

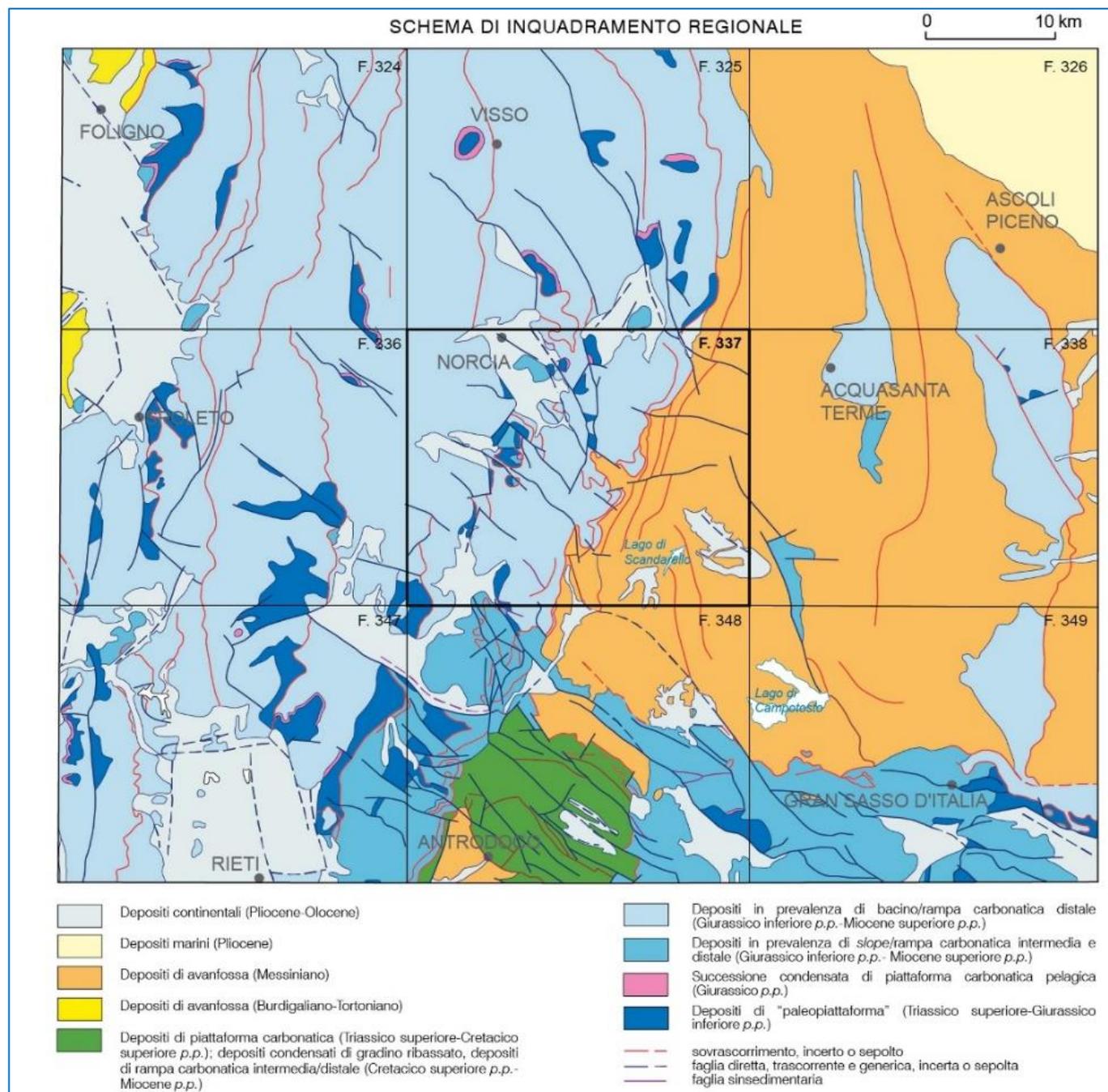
In particolare, mentre sul settore deformato (catena) si sviluppavano, come bacini episuturali, dei bacini trasportati tettonicamente (thrust-top basin, piggyback basin, bacini satellite, etc.), all'esterno, in posizione perisuturale, si sviluppava un bacino caratterizzato da elevati tassi di subsidenza tettonica (avanfossa), mentre il settore di avampaese non flessurato veniva interessato da tassi di sedimentazione confrontabili con il regime pre-orogenico.

Generalmente, su questa tipologia di catena, contemporaneamente alla fase compressiva che investe l'area di avampaese, le zone di retropaese vengono interessate da collasso tettonico, responsabile dello sviluppo di bacini sedimentari controllati da processi tettonici estensionali. In un tale contesto geodinamico, quindi, si sviluppa un sistema distensione-compressione in migrazione verso l'avampaese. Nell'Appennino centrale, gli effetti della migrazione del sistema distensione-compressione sono registrati nell'assetto stratigrafico-strutturale delle unità tettoniche affioranti. Qui, come in tutti gli altri settori della catena appenninica è, infatti, possibile distinguere:

- a) una fase pre-orogenica;
- b) una fase sin-orogenica;
- c) una fase post-orogenica.

Durante la fase pre-orogena, il settore attualmente coinvolto nella catena dell'Appennino centrale faceva parte del margine sud-tetideo, caratterizzato da una paleogeografia dominata da sistemi piattaforma-bacino. La tettonica medio-liassica, responsabile di questo assetto paleogeografico, in seguito allo smembramento di una paleopiattaforma appenninica (Norico-Lias inferiore), ha, inoltre, determinato lo sviluppo, nei domini bacinali, di Piattaforme Carbonatiche Pelagiche. Nella Figura 2.4 è riportato lo schema geologico regionale<sup>3</sup>

Figura 2.4 – Schema Geologico Regionale



<sup>3</sup> Tratta dalle Note Illustrative della Carta Geologica del Foglio 337 "Norcia"

Le successioni stratigrafiche coinvolte nella strutturazione dell'Appennino centrale appartengono, quindi, a domini pelagici, di piattaforma carbonatica e alle transizioni tra questi domini.

L'elemento tettonico è il Sovrascorrimento Olevano-Antrodoco-Monti Sibillini che separa il Dominio Umbro-Marchigiano-Sabino da quello della Laga. Questo sovrascorrimento è attivo già nel Messiniano e ha assunto il suo attuale assetto nel Pliocene, con la sua ultima fase di attività in fuori sequenza. Questo lineamento è anche designato come Linea Ancona-Anzio a cui tradizionalmente è attribuito il ruolo di suddivisione geografica tra l'Appennino Settentrionale e l'Appennino Centrale. Successivamente è stato assegnato un diverso ruolo e significato cinematico all'interno della storia evolutiva della catena. Esso infatti rappresenterebbe una faglia diretta, attiva nel Giurassico, che avrebbe separato i domini della Piattaforma carbonatica Abruzzese-Laziale a sud-est, dalle unità del Bacino Umbro-Marchigiano a nord-ovest. Tale lineamento avrebbe condizionato l'evoluzione tettonica dei due settori durante le successive fasi compressive mio-plioceniche. Diversi Autori hanno evidenziato successivamente il carattere trasgressivo destro di tale lineamento interpretandolo come la rampa laterale del thrust NE-vergente dei M.ti Sibillini.

Per quanto attiene alla tettonica che interessa i Monti della Laga, da cui derivano le formazioni geologiche presenti nell'area in esame, si ritiene che l'apparato torbido che ha originato questa formazione (Formazione della Laga) sia interpretabile come un sistema di conoidi sottomarine profonde e costituisca il riempimento di un profondo bacino a circolazione ristretta ed in forte subsidenza, formatosi nel Miocene superiore a seguito del sollevamento e corrugamento del Gran Sasso. I Monti della Laga rappresenterebbero, pertanto, l'unica testimonianza di bacino marino profondo durante il Messiniano, per tutto il Mediterraneo.

Gli strati sono disposti a monoclinale con immersione generale verso E, che rappresenta il fianco orientale di una piega anticlinale orientata NNW-SSE (Anticlinale della Laga), leggermente convessa verso W, riferibile alla fase tettonica compressiva del Pliocene inferiore-medio. L'assetto strutturale a monoclinale determina un'evidente asimmetria dei versanti: più ripido e meno esteso quello occidentale, a reggipoggio (corrisponde al dorso del libro), in particolare nel tratto M. di Mezzo - Pizzo di Sevo; meno acclive e maggiormente sviluppato quello opposto, relativo alla superficie degli strati.

Gli eventi tettonici e climatici, che interessarono l'Appennino tra la fine del Pliocene e il Pleistocene, e la natura litologica del substrato hanno improntato l'attuale configurazione geomorfologica della catena. In particolare, una faglia diretta (lunga alcune decine di km e con rigetto verticale di circa 1500-2000 metri), riferibile alla fase tettonica distensiva del Pliocene superiore, ne ha ribassato il fianco occidentale: il fenomeno è reso evidente dalla scarpata che sottolinea la brusca variazione altimetrica tra gli altopiani di Amatrice e di Campotosto e lo spartiacque principale (con un dislivello di oltre 1000 metri).

Disturbi tettonici minori (faglie trascorrenti) a prevalente decorso trasversale hanno interessato soprattutto il versante occidentale reatino; lungo di essi si sono impostati torrenti, localmente detti 'fossi', il cui profilo è generalmente caratterizzato da numerose rotture di pendenza, per l'alternarsi di rocce variamente erodibili, e quindi da una serie di cascate che possono raggiungere dislivelli complessivi di diverse centinaia di metri (per es. il F.so di Piè di Lepre e il F.so dell'Ortanza nel versante occidentale, il F.so della Volpara in quello NE marchigiano).

## 4.2 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

### 4.2.1 CENNI DI GEOLOGIA REGIONALE

Per la descrizione delle caratteristiche geologiche di questa parte del territorio in questa sede si fa espresso riferimento alle "Note Illustrative della Carta Geologica d'Italia alla Scala 1:50.000 - Foglio 302 "Tolentino", Foglio 314 "Montegiorgio" e Foglio 303 "Macerata", di cui si riportano alcuni concetti fondamentali ed alcuni brani della parte descrittiva.

Nella zona dell'Appennino Centrale contemporaneamente alla fase tettonica compressiva che investe l'area di avampaese, le zone di retropaese vengono interessate da collasso tettonico, responsabile dello sviluppo di bacini sedimentari controllati da processi tettonici estensionali. In un tale contesto geodinamico, quindi, si sviluppa un sistema distensione-compressione in migrazione verso l'avampaese (Sartori, 1990; Patacca et alii, 1992a; Cavinato & De Celles, 1999; Cipollari et alii, 1999).

In Appennino Centrale gli effetti della migrazione del sistema distensione compressione sono registrati nell'assetto stratigrafico-strutturale delle unità tettoniche affioranti. Qui, come in tutti gli altri settori della catena appenninica è, infatti, possibile distinguere:

- a) una fase pre-orogena;
- b) una fase sin-orogena;
- c) una fase post-orogena.

Nel corso della fase pre-orogena, il settore coinvolto nella catena dell'Appennino centrale era caratterizzato da una paleogeografia dominata da sistemi piattaforma-bacino (Ciarapica, 1990; Ciarapica & Passeri, 2002; Bosellini, 2004).

La tettonica medio-liassica, responsabile di questo assetto paleogeografico, in seguito allo smembramento di una paleopiattaforma appenninica (Norico-Lias inferiore), ha, inoltre, determinato lo sviluppo, nei domini bacinali, di Piattaforme Carbonatiche Pelagiche (PCP, sensu Santantonio, 1993) (Chiocchini et alii, 1975; Cosentino et alii, 1982; Galluzzo & Santantonio, 1994; Santantonio et alii, 1996; Galluzzo & Santantonio, 2002; Cosentino et alii, 2006). Le successioni stratigrafiche coinvolte nella strutturazione dell'Appennino centrale appartengono, quindi, a domini pelagici, di piattaforma carbonatica.

Nella fase sin-orogena, il settore appenninico centrale venne interessato dalla migrazione del sistema catena-avanfossa-avampaese, che costituisce una fase in cui si passa da una sedimentazione prevalentemente carbonatica, che caratterizza la successione pre-orogena, ad una silicoclastica torbiditica tipica di bacini di avanfossa.

Il territorio in studio, tra l'Appennino settentrionale e quello centrale, comprende il Dominio Umbro-Marchigiano-Sabino a ovest ed il Dominio della Laga a est, attualmente separati dal sovrascorrimento Olevano-AnTRODoco-M.ti Sibillini che attraversa l'intera area in senso circa meridiano; la loro genesi ed evoluzione fino all'assetto attuale è riconducibile a fasi differenti dell'intera evoluzione dell'Appennino centro-settentrionale. Quest'ultima a sua volta è legata a quella del margine continentale della (micro)placca Adria soggetta a varie fasi più o meno intense di tettonica distensiva tra il Triassico ed il Paleogene e successivamente ai processi tettonici di flessurazione e orogenici determinati dalla convergenza della placca europea e di quella africana.

Il Dominio Umbro-Marchigiano-Sabino è caratterizzato da una successione sedimentaria di piattaforma carbonatica e di bacino pelagico, di età Triassico superiore-Miocene p.p. La variabilità di facies verticale e laterale e i rapporti stratigrafici e strutturali documentano l'evoluzione del margine passivo determinata da fasi tettoniche prevalentemente distensive, dal rifting Sinemuriano alla flessurazione miocenica e da processi e eventi ambientali, oceanografici ed eustatici registrati a scala globale e regionale. Il Dominio della Laga, invece, si è evoluto a partire dal Miocene superiore nell'ambito di un contesto di un bacino di avanfossa antistante la catena appenninica in via di sollevamento.

L'assetto attuale è dovuto all'orogenesi Appenninica, processo cominciato nell'Oligocene, legato alla migrazione verso est del sistema catena-bacino di avampaese; attraverso lo sviluppo di sovrascorrimenti in piggy-back sequence e fuori sequenza, sono stati progressivamente coinvolti nella catena i diversi settori della placca adriatica, che risultano oggi impilati in diverse unità strutturali dall'interno verso l'esterno con polarità verso NE ed E. In questo quadro, il Dominio Umbro-Marchigiano-Sabino viene coinvolto nella catena a partire dal Tortoniano Superiore, mentre nel Messiniano il bacino della Laga costituisce l'avanfossa e viene coinvolto in catena nel Pliocene inferiore.

#### 4.2.2 GEOLOGIA DELL'AREA IN STUDIO

Per il tratto di territorio studiato la distribuzione areale delle formazioni geologiche affioranti è stata cartografata su base topografica in scala 1:2.000 (cfr., Tavole della Carta geologica allegate), con riferimento alla Carta Geologica Regionale, in scala 1:10.000, Sezioni 313160 "Sarnano", 314130 "Buzzaccheri", 325040 "Capovalle", 326010 "Amandola", Regione Marche, Servizio Ambiente e Paesaggio, Informazioni Territoriali e Beni Paesaggistici. Analogamente sia la simbologia che la descrizione adottate per ciascuna delle formazioni sono dedotte dai suddetti elaborati.

Le formazioni geologiche che ricoprono l'area di stretto interesse sono, dalle più recenti alle più antiche, le seguenti riportate nelle Carte geologiche:

<b>Depositi Continentali Quaternari</b>	
Sistema del Musone (Olocene)	
MUSa1	 Frane in evoluzione
MUSb2	 Depositi eluvio-colluviali
Sistema di Matelica (Pleistocene Superiore)	
MTIbn	 Depositi alluvionali terrazzati: ghiaia, sabbia e limo
<b>Successione Umbro-Marchigiano-Romagnola (Successione Miocenica)</b>	
LAG2c	 Formazione della Laga Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)
LAG1d	 Formazione della Laga Membro pre-evaporitico - Litofacies arenaceo-pelitica (Messiniano)
LAG1c	 Formazione della Laga Membro pre-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)

Nella relazione geologica sono descritte nel dettaglio le caratteristiche geologiche salienti per ciascuna delle suddette formazioni.

### 4.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

L'area in studio, ove è predominante la formazione della Laga, è drenata dal Fiume Tenna e da reticolo idrografico secondario dei relativi affluenti, con particolare riferimento al Torrente Tennacola, nel cui sottobacino è ubicata l'area in studio.

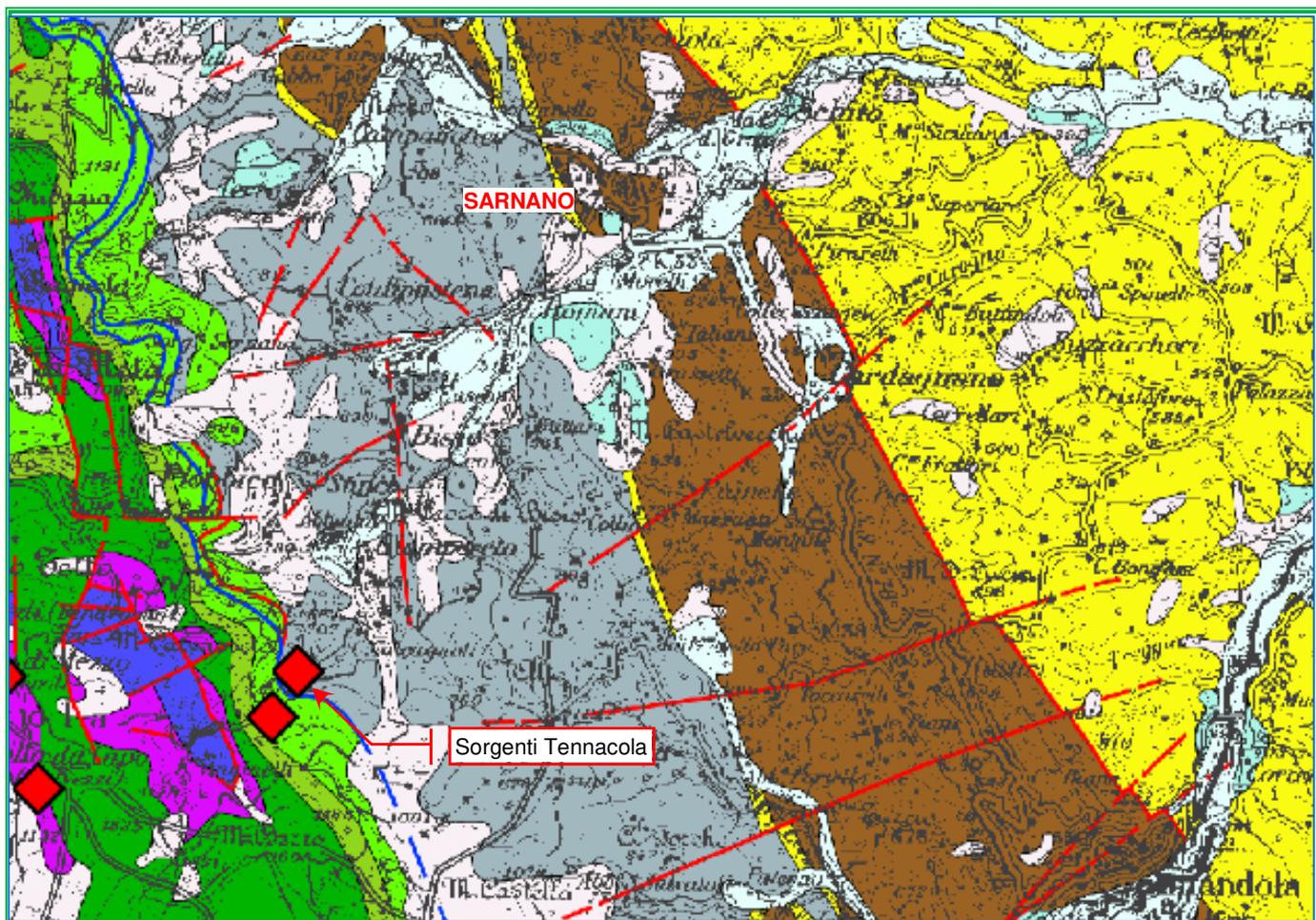
L'assetto idrogeologico delle aree delle dorsali carbonatiche appenniniche è caratterizzato da estesi acquiferi, la cui permeabilità è molto elevata per fessurazione e carsismo nell'ambito delle formazioni carbonatiche. Questi acquiferi, i più importanti dell'Appennino, sono estesi per diverse centinaia di km<sup>2</sup> e alimentano sorgenti basali ubicate nelle zone più depresse, dove l'acquifero è tamponato da sedimenti a permeabilità più bassa, costituiti dai depositi terrigeni torbiditici tardo-miocenici o dai sedimenti plio-quadernari di riempimento delle valli fluviali e delle depressioni tettoniche intermontane. I sedimenti quadernari, costituiti da depositi di versante, depositi alluvionali e sedimenti lacustri e/o palustri, presentano una permeabilità variabile in funzione della granulometria e comunque inferiore a quella degli acquiferi carbonatici, in alcuni casi consentono travasi sotterranei dalle falde degli acquiferi regionali negli acquiferi porosi multistrato.

Per quanto attiene alla circolazione idrica nell'ambito delle varie facies della Laga si possono formulare alcune valutazioni generali, di seguito formulate.

Lungo gli orizzonti e straterelli arenacei si può avere una discreta permeabilità per porosità e/o per fessurazione, spesso di tipo mista; essi costituiscono delle vie di deflusso preferenziale delle acque di infiltrazione. Ne consegue che nelle alternanze arenaceo - pelitiche si può avere una permeabilità di tipo "orientato"; in tali successioni la permeabilità è variabile in relazione alla litologia dello strato o livello al quale si riferisce. Così nell'ambito della stessa alternanza si riscontrano situazioni estreme, date dai livelli di argille impermeabili e dai livelli arenacei fratturati, permeabili. Ne consegue che parallelamente alla stratificazione, in corrispondenza dei banconi arenacei fratturati e/o porosi, si possono avere valori di permeabilità sensibilmente alti, mentre in corrispondenza degli orizzonti argillosi si hanno condizioni di quasi impermeabilità. Ne deriva che l'alternanza, nel suo complesso, si comporta come un terreno poco permeabile, o addirittura impermeabile, nella direzione ortogonale alla stratificazione; si può invece riscontrare una permeabilità, generalmente molto limitata o scarsa, nella direzione parallela alla stratificazione, relegata ai livelli arenacei fratturati e/o più porosi. Tale differenza di permeabilità tra le due direzioni (ortogonale o parallela alla stratificazione) è più o meno marcata in relazione alla prevalenza dei termini argillosi od arenacei.

Nell'ambito del bacino idrografico del Fiume Tenna, nella parte alta del sottobacino del Torrente Tennacola, in prossimità di Sarnano si hanno delle manifestazioni sorgentizie, (cfr. Figura 5.1) tratte da dalla Carta delle Strutture Idrogeologiche e delle Direttrici di deflusso delle Acque sotterranee - Piano Tutela Acque - Regione Marche; le più prossime a Sarnano sono le Sorgenti Tennacola, ubicate al contatto tra il Complesso Idrogeologico della Scaglia Cinerea ed il Complesso Idrogeologico della Scaglia.

Figura 5.1 – Sorgenti nel bacino del Fiume Tenna



Nella tabella 5.1 sono riportate le portate delle sorgenti ricavate dal P.T.A. Regione Marche (Servizio Ambiente e Paesaggio), in cui sono evidenziate quelle ricadenti nel bacino del Fiume Tenna.

Tabella 5.1 – Sorgenti nei bacini dei Fiumi Chienti e Tenna

Grotta dell'Orso (Chienti)	Scaglia	16,000	3,000	10,100	13,000
Rote (Chienti)	Maiolica	51,000	13,000	32,900	38,000
Unes (Chienti)	Maiolica	55,000	10,000	28,800	45,000
Vallecanto (Chienti)	Scaglia	5,000	3,000	4,200	2,000
Rio Bagno (Chienti)	Scaglia	31,500	3,500	18,200	28,000
Peschiera (Chienti)	Scaglia	11,500	5,500	8,700	6,000
Del Piano (Chienti)	Maiolica	24,500	5,000	15,600	19,500
Capodacqua (Chienti)	Scaglia	54,000	24,000	35,400	30,000
Folla (Chienti)	Scaglia	62,000	5,000	20,400	57,000
Trevase (Chienti)	Scaglia	62,000	22,000	40,200	40,000
Capotenna (Tenna)	Maiolica	140,000	80,000	112,500	60,000
La Vena (Tenna)	Massiccio	10,000	5,000	7,100	5,000
Fontevella (Tenna)	Scaglia	55,000	24,000	39,400	31,000
Acquatinea (Tenna)	Scaglia	55,000	50,000	52,800	5,000
Acqualva (Tenna)	Maiolica	9,000	4,000	6,700	5,000
Ciliegio (Tenna)	Scaglia	15,000	5,000	8,600	10,000
Tennacola centrale (Tenna)	Scaglia	180,000	60,000	126,900	120,000

Cerasa (Aso)	Massiccio	15,000	0,100	7,400	14,900
Aso Consorzio (Aso)	Massiccio	650,000	600,000	629,200	50,000
Serrapetrona (Aso)	Scaglia	60,000	27,000	46,900	33,000
San Luca	Scaglia	1,420	0,420	0,850	1,000
Le Capanne	Scaglia	8,000	3,800	4,970	4,200

#### 4.4 RISCHIO IDROGEOLOGICO

Per quanto attiene al "rischio idrogeologico" esso è stato valutato consultando la documentazione in essere, nel caso specifico data dagli elaborati dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Centrale - Piano Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche \_ Carta del Rischio Idrogeologico.

Nella suddetta carta viene riportata un'area a Area a rischio di Frana Moderato (R1) con Codice Frana: F-21-1234, oltre a quelle riportate dall'IFFI.

## 5 LE INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOTECNICHE

Le indagini geognostiche disponibili sono state effettuate:

- dalla società Opere Speciali s.r.l. per quanto attiene ai sondaggi geognostici ed a tutte le prove in situ, comprese le prove penetrometriche DPSH e le indagini sismiche;
- dalla GEA laboratorio geotecnico, per quanto attiene alle prove di laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati.

La campagna di tutte le indagini effettuate consistente in indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche, come di seguito elencate.

N° 10 Sondaggi geognostici a carotaggio continuo, spinti sino alla profondità massima di m 30,00 dal p.c.
N° 9 installazioni di piezometri a tubo aperto, tipo Norton, da 3"
N° 1 installazione di inclinometro
N° 18 Prove Standard Penetration test
N° 18 prelievi di Campioni Indisturbati
N° 18 Prelievi di Campioni Rimaneggiati
N° 13 Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH
N° 2 Pozzetti esplorativi
N° 2 Prove di carico su Piastra
N° 1 base sismica a rifrazione
N° 2 Tomografie Elettriche
N° 5 indagini sismiche MASW
N° 8 indagini sismiche HVSR.

## 5.1 Sondaggi geognostici

Nella Tabella 3.1 è riportata la sintesi dettagliata delle indagini geognostiche e delle relative prove in foro.

Tabella 3.1 – Sondaggi geognostici

Sondaggio	Profondità	Campioni indisturbati	Campioni Rimaneggiati	Prove SPT	Piezometri	Inclinometri
Sigla	m	N°	N°	N°	m	m
S.1	30,00	2		2	30,00	
S.2	30,00	2		1	30,00	
S.3	30,00	2	2	2	30,00	
S.4	20,00	2		1	20,00	
S.5	20,00	1		2	20,00	
S.6	20,00	2	1	3	20,00	
S.7	30,00	1	2	1	30,00	
S.8	30,00	2		2	30,00	
S.9	30,00	2		1	30,00	
S.10	30,00	2		3		30,00

Nella Tabella 3.2 sono riportati i dati inerenti alle prove Standard Penetration Test effettuate nel corso dei sondaggi.

Tabella 3.2 – Prove S.P.T.

TABELLA PROVE S.P.T. ESEGUITE					
Sondaggio	SPT N°	da m	a m	N° colpi	Punta Tipo
S 1	1	4,00	4,45	6-7-10	Aperta
S 1	2	6, 60	6,80	37 - RIF	Aperta
S 2	1	3,50	3, 90	35 - 46 - RIF	Aperta
S 3	1	4,00	4,11	RIF	Aperta
S 3	2	8,00	8,07	RIF	Aperta
S 4	1	5,00	5,05	RIF	Chiusa
S 5	1	4,00	4,05	RIF	Chiusa
S 5	2	8,00	8,03	RIF	Chiusa
S 6	1	2,00	2,45	10 - 18 - 15	Aperta
S 6	2	3,00	3,45	18 - 25 - 36	Chiusa
S 6	3	16,00	16, 05	RIF	Chiusa
S 7	1	2,10	2,15	RIF	Chiusa
S 8	1	1,50	1,70	40 - RIF	Aperta
S 8	2	4,90	5,00	RIF	Chiusa
Si 9	1	5,50	5, 60	RIF	Aperta
Si 10	1	4,00	4,45	7-11-17	Aperta
Si 10	2	8,00	8,05	RIF	Chiusa

Nella Tabella 3.3 sono riportati i dati inerenti ai prelievi dei campioni indisturbati nel corso delle perforazioni.

Tabella 3.3 – Campioni indisturbati per scopo geotecnico

Sondaggio	Campione N.	da m	a m	Prelievo
S 1	1	5,00	5,50	Pressione
	2	10,00	10,60	Rotazione
S 2	1	3,00	3,50	Pressione
	2	6,00	6,40	Rotazione
S 3	1	3,00	3,50	Pressione
	3	17,00	17,40	Rotazione
S 4	1	3,10	3,50	Pressione
	2	11,40	12,30	Rotazione
S 5	1	10,00	10,50	Rotazione
S 6	1	0,60	1,10	Pressione
	2	14,50	15,00	Pressione
S 7	3	24,00	25,00	Rotazione
S 8	1	1,00	1,50	Pressione
	2	9,50	10,50	Rotazione
Si 9	1	3,00	3,40	Rotazione
	2	8,00	9,00	Rotazione
Si 10	1	3,00	3,50	Pressione
	2	12,00	13,00	Rotazione

Nella Tabella 3.4 sono riportati i dati inerenti ai prelievi dei campioni rimaneggiati nel corso delle perforazioni.

Tabella 3.4 – Campioni rimaneggiati

Tabella Campioni Rimaneggiati Prelevati					
Sondaggio	Campione N.	da m	a m	Prelievo	Data
S 3	2	8,30	8,60	Rimaneggiato	23/03/2022
S 3	4	27,00	27,40	Rimaneggiato	24/03/2022
S 6	3	18,20	18,60	Rimaneggiato	23/03/2022
S 7	1	9,70	10,00	Rimaneggiato	16/03/2022
S 7	2	18,00	18,50	Rimaneggiato	17/03/2022

Nei piezometri installati sono state effettuate le misure dei livelli di falda nell'intervallo temporale marzo ÷ giugno 2022, i cui risultati sono riportati nella Tabella 3.5.

Tabella 3.5 – Misure piezometriche

Misure Piezometriche (in m dal p.c.)								
Piezometro Sondaggio	Data							
	31/03/22	01/04/22	05/04/22	06/04/22	08/04/22	13/04/22	19/04/22	17/06/22
S 1			asciutto			asciutto		asciutto
S 2	15,82					16,22		danneggiato
S 3	10,53					10,72		10,98
S 4				asciutto	18,60	18,59		18,57
S 5					10,79	11,23		11,86
S 6		asciutto				asciutto		asciutto
S 7		26,43				27,01		27,83
S 8		22,64				23,10		23,26
Si 9						17,72	17,60	18,45

## 5.2 Prove Penetrometriche DPSH

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono state effettuate con Penetrometro DPSH Pagani (Dynamic Probing Super Heavy) tipo DPSH ISSMFE – Emilia, con le seguenti caratteristiche: **Rif. Norme DIN 4094**

Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,47
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90°

Nella seguente Tabella 3.6 sono esposte le profondità raggiunte da ciascuna delle suddette prove.

Tabella 3.6 – Prove Penetrometriche Dinamiche DPSH

Prova	Profondità
N°	m
1	4,80
2	9,40
3	7,40
4	12,00
5	3,00
6	4,00
7	4,00
8	3,60
9	2,00
10	3,80
11	3,40
12	2,00
13	2,00

Nelle Figure 3.1, 3.2, ....3.7 sono riportati i diagrammi delle prove eseguite.

Figura 3.1 – Prove DPSH - P1 - P2

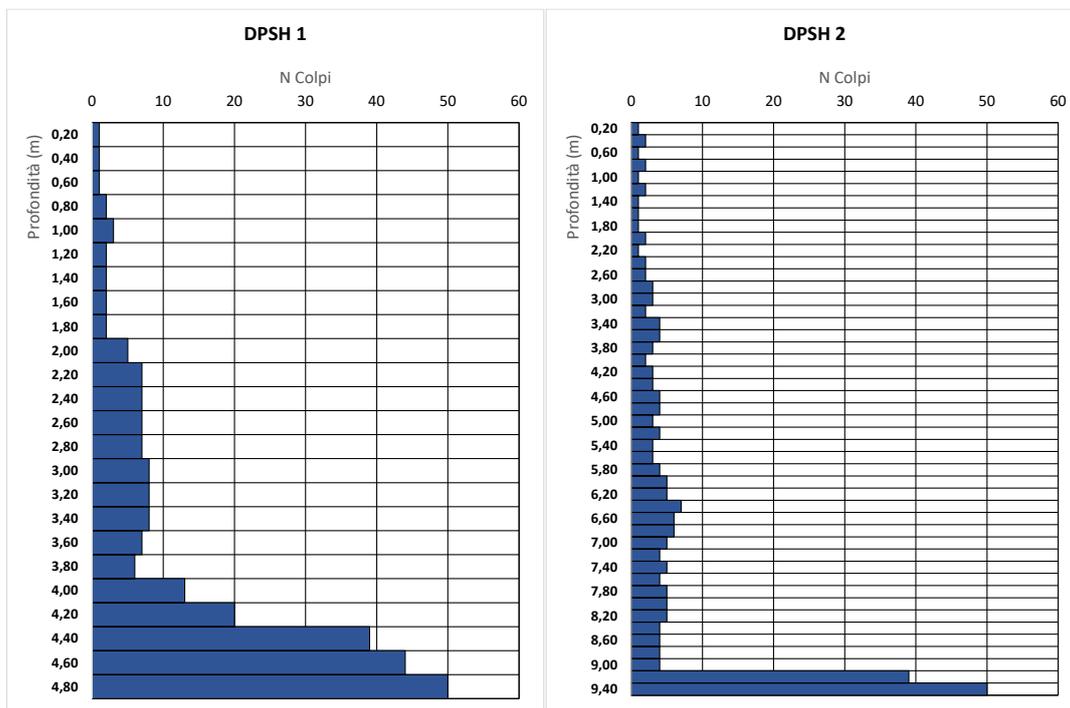


Figura 3.2 – Prove DPSH - P3 - P4

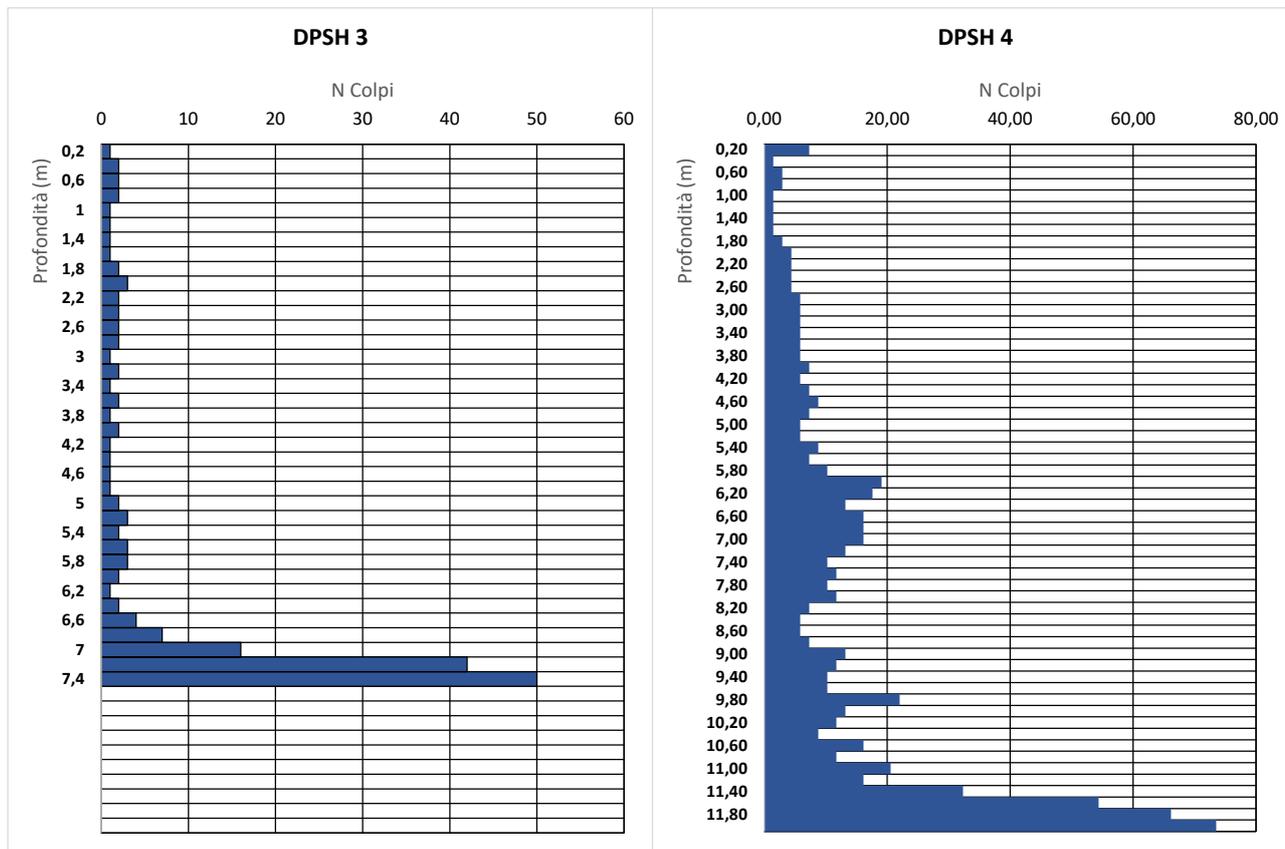


Figura 3.3 – Prove DPSH - P5 - P6

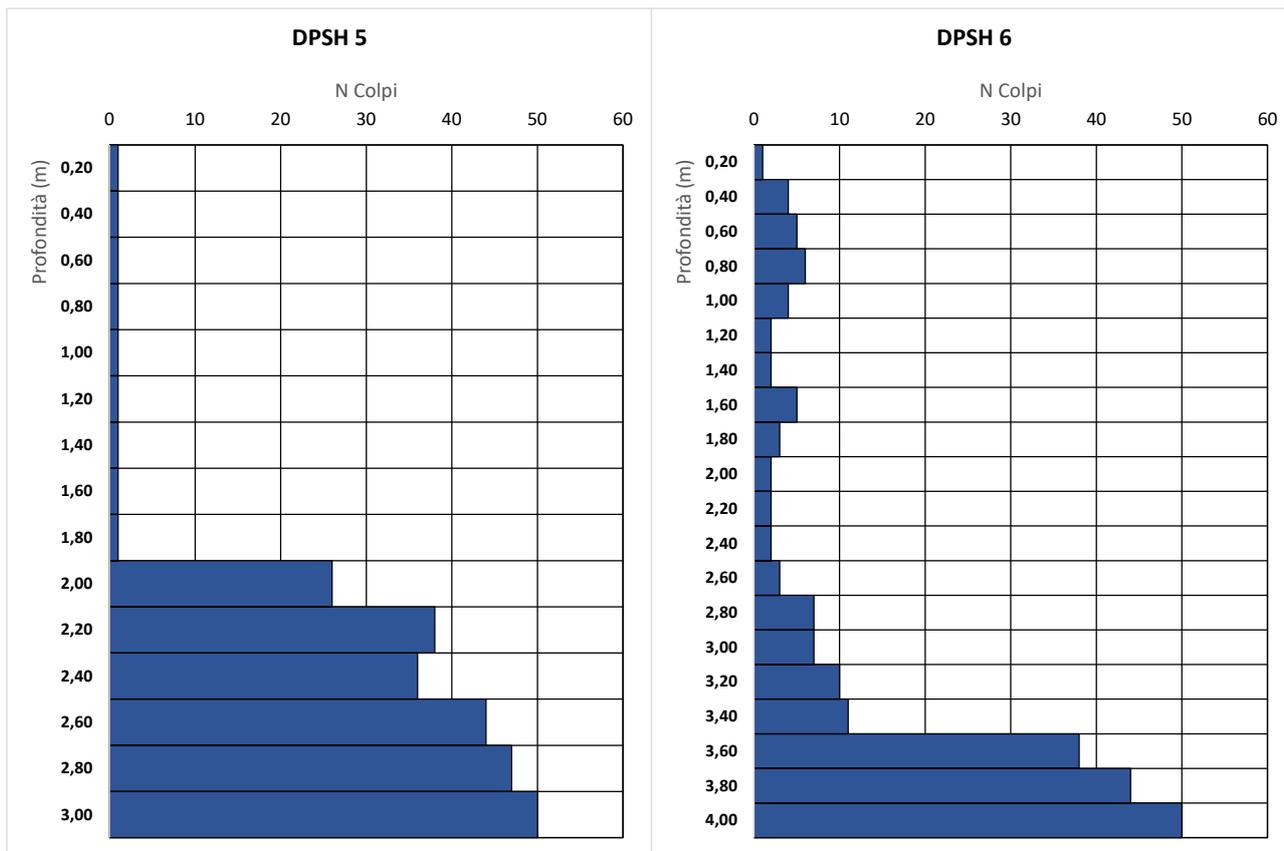


Figura 3.4 – Prove DPSH - P7 - P8

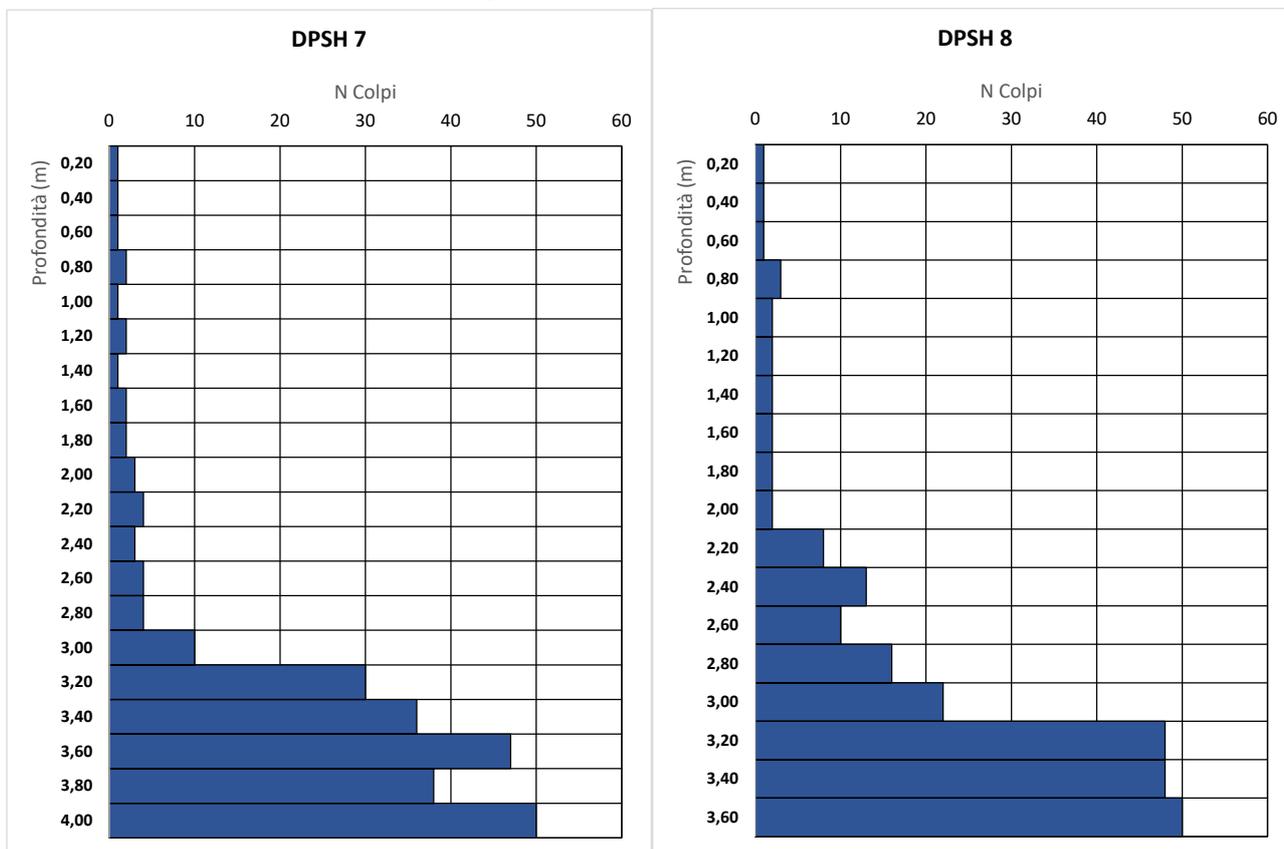


Figura 3.5 – Prove DPSH – P9 – P10

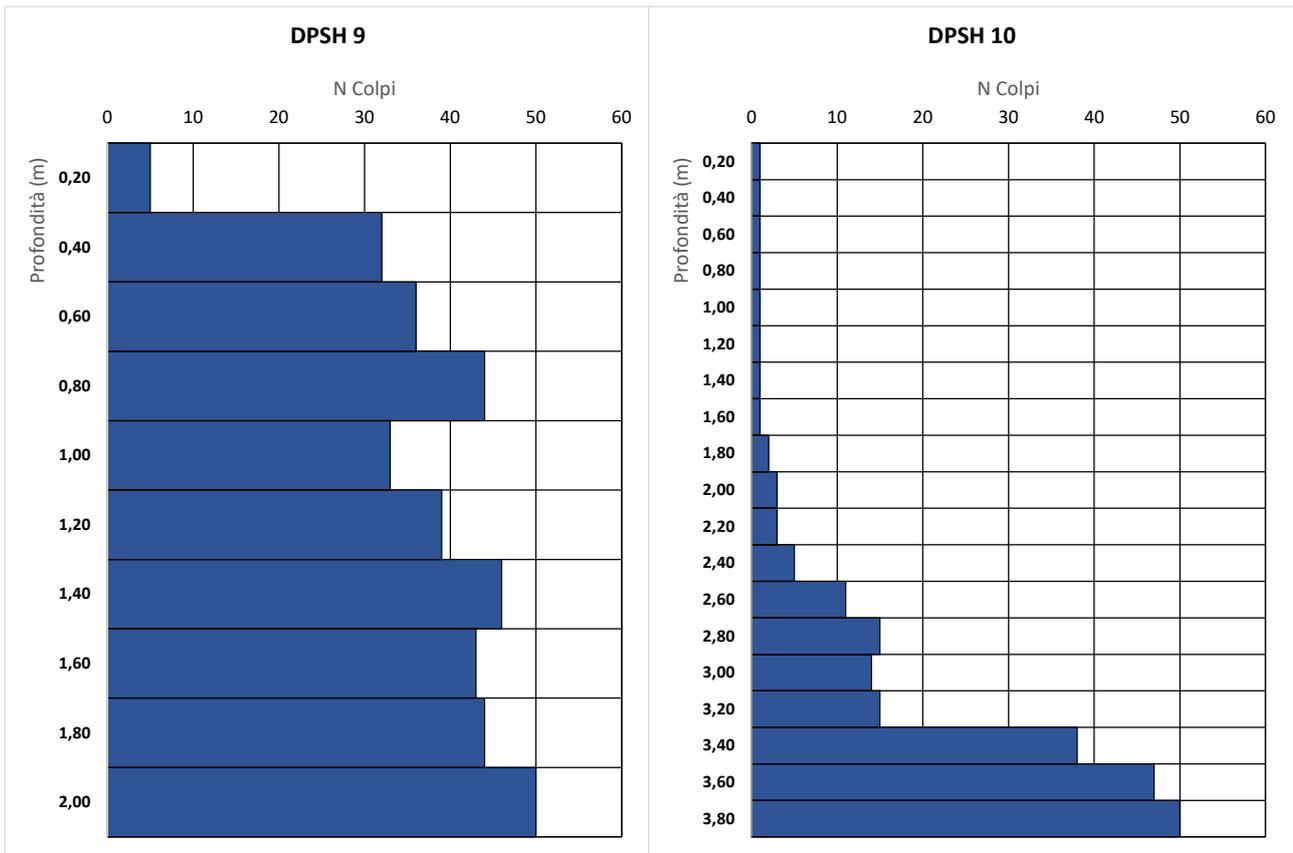


Figura 3.6 – Prove DPSH – P11 – P12

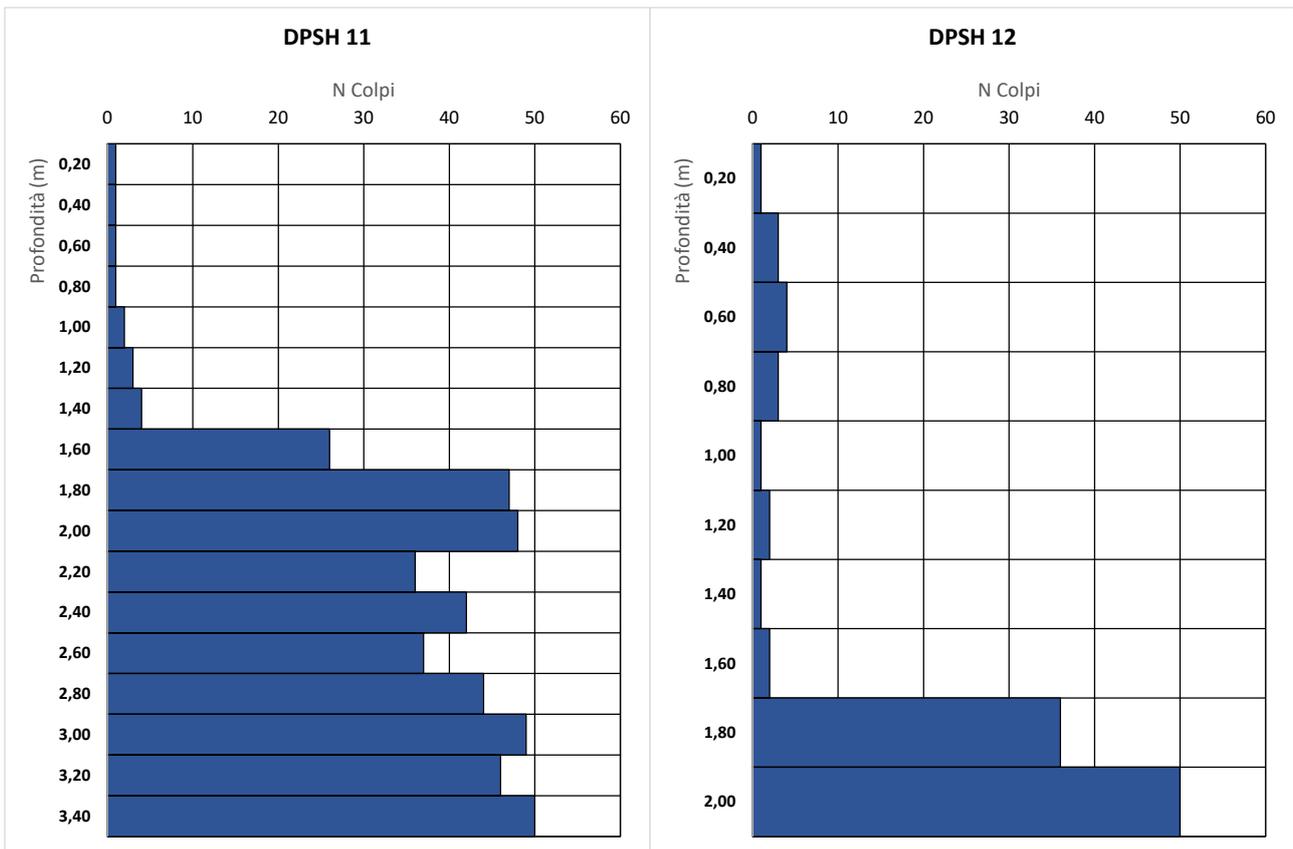
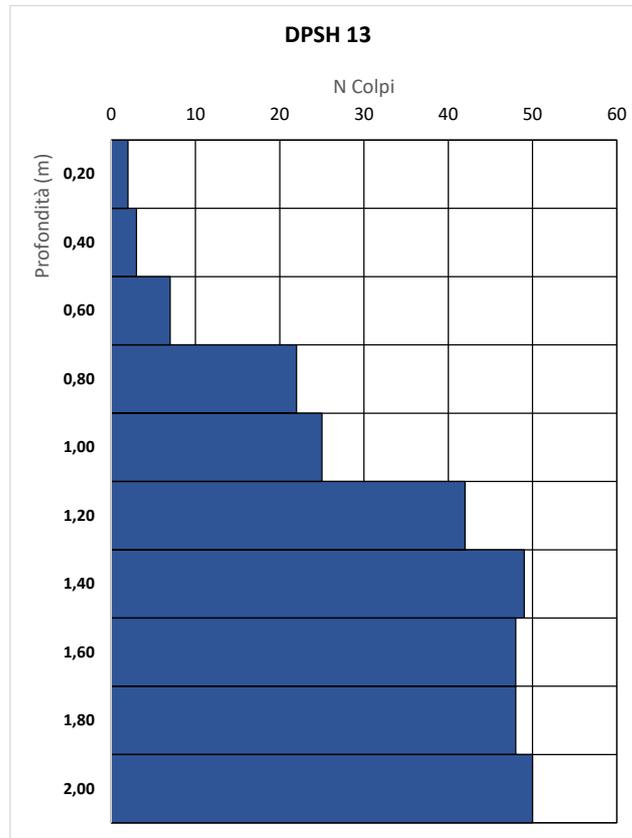


Figura 3.7 – Prova DPSH – P13



### 5.3 Prove MASW e HVSR

Per la determinazione dei parametri sismici, ai sensi delle NTC 2018, sono state effettuate N° 5 prova MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), con i risultati esposti in Tabella 7.7.

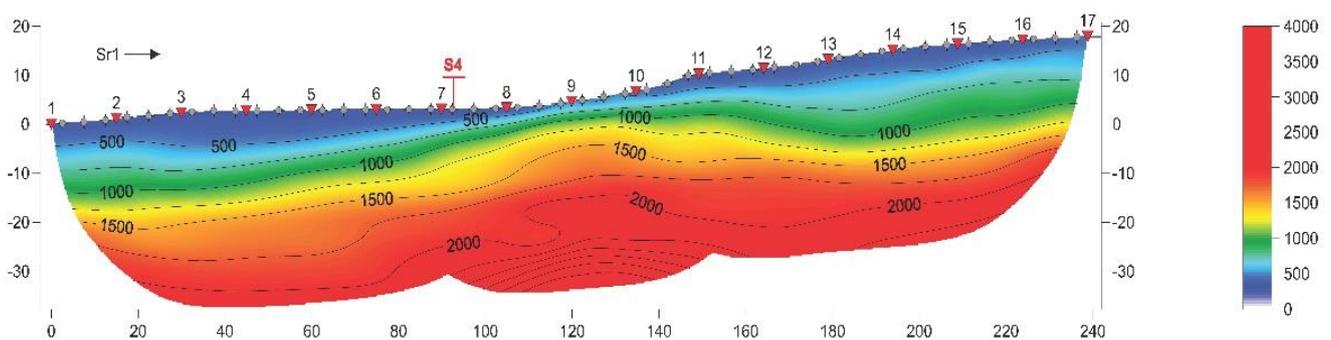
Tabella 3.7 – Prove MASW

MASW	Lunghezza stendimento/ N° Shot	V <sub>s,eq</sub> (m/sec)
M.1	46/6	410
M.2	46/6	413
M.3	46/6	379
M.4	46/6	367
M.5	46/6	370

La base sismica a rifrazione, designata con la sigla SR01, ha consentito di individuare essenzialmente N° 3 sismostrati che possono essere identificati nel grafico della Figura 3.1 all'incirca con le seguenti velocità delle onde P:

- Sismostrato 1, con velocità  $P_1 = < 1000$  m/sec
- Sismostrato 2, con velocità  $P_2 = 1000 \div 1800$  m/sec
- Sismostrato 3, con velocità  $P_3 = > 1800$  m/sec

Figura 3.1 – Grafico delle onde P (riprodotto dall'elaborato della ditta esecutrice delle indagini)



Le indagini sismiche HVSR, effettuate congiuntamente alla MASW, sono finalizzate alla determinazione di alcune caratteristiche dei depositi sedimentari superficiali e più in particolare allo studio delle frequenze di risonanza dei terreni, caratteristica molto importante per valutare gli effetti di sito in presenza di potenziali eventi sismici.

La prova HVSR o anche detta H/V (metodo Nakamura 1989) consiste nella misura dei microtremori ambientali nelle tre dimensioni spaziali (x,y,z) e la sua elaborazione consente di analizzare gli spettri di frequenza, restituendo un grafico del rapporto in ampiezza tra componenti orizzontali (H) e componente verticale (V).

Dai grafici risultanti si evidenzia l'andamento del rapporto in frequenza tra componenti orizzontali e verticale (H/V) alle varie frequenze, mettendo in luce la frequenza alla quale il moto del terreno viene amplificato *per risonanza* (frequenza fondamentale).

Dalle indagini HVSR effettuate risulta che i rapporti spettrali H/V non individuano picchi con frequenza di risonanza significativa.

## 5.4 Tomografie Elettriche

Le Tomografie Elettriche, designate con le sigle ERT01 ed ERT02 ed eseguite con il metodo Wenner – Schlumberger, hanno permesso di individuare l'andamento dello spessore dei terreni di copertura, come si evince dai grafici delle Figure 3.2 e 3.3.

Figura 3.2 – Tomografia Elettrica ERT01

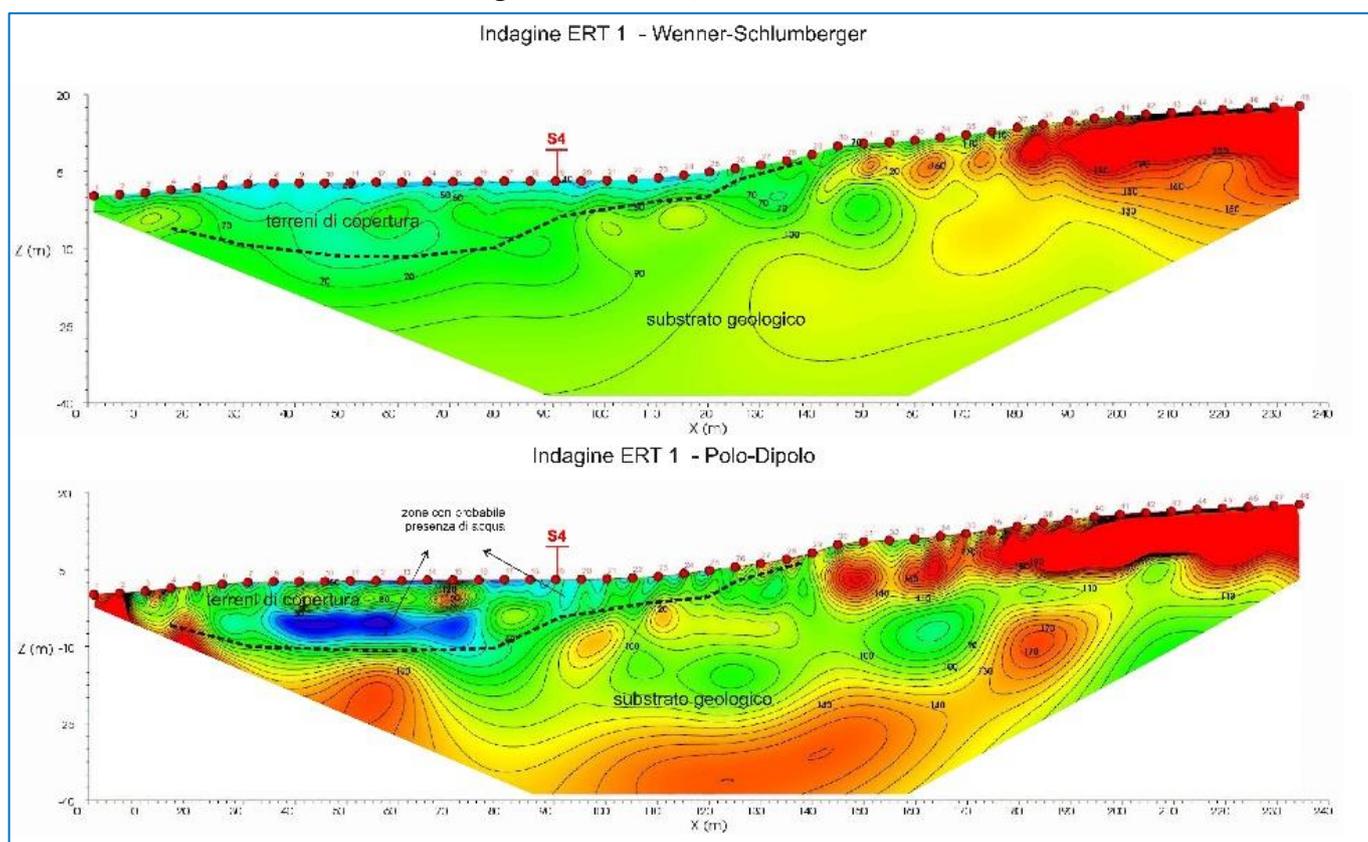
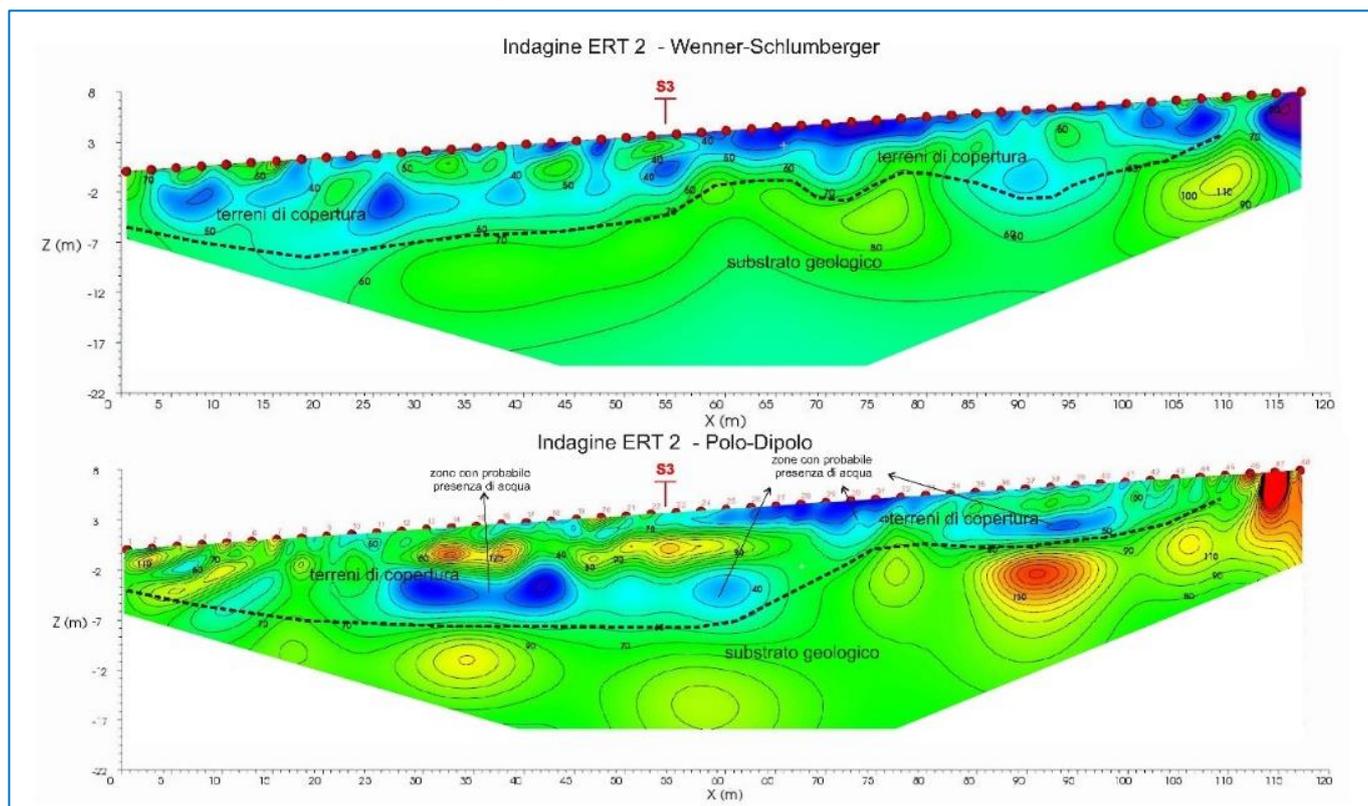


Figura 3.3 – Tomografia Elettrica ERT02



## 5.5 Pozzetti esplorativi e Prove di Carico su Piastra

Durante la campagna di indagini geognostiche sono stati effettuati N° 2 pozzetti esplorativi spinti alla profondità di m 2,0 dal piano campagna, all'interno dei quali sono state eseguite delle prove di carico su piastra PLT, indicate nella Tabella 3.8, alla profondità di m 0,50.

Tabella 3.8 – Prove di carico su piastra

N°	Prova	Profondità	Data
P1	PLT 1	0,50	19/04/2022
P2	PLT 2	0,50	19/04/2022

## 6 IL MODELLO GEOTECNICO

### 6.1 UNITA' LITOTECNICHE

La formazione geologica della LAGA, come descritto nella relazione geologica, si presenta nell'area in esame con due facies distinte soprattutto in relazione all'età di deposizione, cioè antecedente e successiva al ciclo evaporitico, denominate quindi pre- e post- evaporitica:

- LAG1 successione pre-evaporitica
- LAG2 successione post evaporitica.

In ciascuna di esse poi vengono operate ancora suddivisioni in relazione alla facies litologica predominante come LAG1d per la facies predominante pelitica e LAG1c per quella predominante arenacea.

Tutte le formazioni geologiche presenti nell'area in studio, comprese le coperture quaternarie, sono state identificate con le seguenti sigle, adottate dal CARG:

- MUSa1 – Frane in evoluzione catalogate dall'IFFI
- MUSb2 – Depositi eluvio-colluviali
- MTIbn – Depositi alluvionali terrazzati
- LAG1c – Formazione della Laga membro arenaceo pre-evaporitico
- LAG2c – Formazione della Laga membro arenaceo post-evaporitico

L'individuazione delle unità litotecniche, con differente comportamento meccanico, viene effettuata sulla scorta dei risultati di tutte le prove ed analisi geotecniche in situ ed in laboratorio adottando una nomenclatura semplificata, la cui corrispondenza con quella geologica è sintetizzata nella Tabella 4.1.

Tabella 4.1 – *Corrispondenza tra unità geologiche e litotecniche*

UNITA' GEOLOGICA	MUSa1	MUSb2	MTIbn	LAG1c			LAG2c		
LITOLOGIA	Frana	Depositi eluvio-colluviali	Terrazzi alluvionali	Fascia alterata sabbiosa	Fascia alterata alternanza	Formazione integra	Fascia alterata sabbiosa	Fascia alterata alternanza	Formazione integra
UNITA' LITOTECNICA	Fr	Dt	At	A1	A2	A3	B1	B2	B3

Vengono qui di seguito sintetizzate le caratteristiche litologiche peculiari di ciascuna delle unità litotecniche sopra definite.

#### UNITÀ LITOTECNICA FR

Nel 2° Tratto sono state segnalate dall'IFFI (Inventario dei Fenomeni franosi in Italia – ISPRA) N° 3 eventi franosi, di cui una per scivolamento rotazionale/traslato, una per colamento lento ed un'area con franosità diffusa.

Quella che ha un impatto più incisivo sul tracciato della strada in progetto è la frana per scivolamento rotazionale/traslato, le cui caratteristiche di spessore e di composizione litologica sono state definite dalle indagini geognostiche appositamente effettuate e riportate sia nella carta geologica che nei profili geologici.

Dal Sondaggio S.10i, attrezzato con inclinometro, si ricava uno spessore massimo del materiale in frana pari a circa m 8,0.

#### UNITÀ LITOTECNICA DT

Si rinvencono come terreni di copertura in gran parte dell'area in studio e rappresentano il prodotto dell'alterazione ed erosione operata dagli agenti meteorici sulla parte superficiale delle formazioni del substrato; risultano formati detriti vari, da sabbie e ghiaie con matrice limosa variabile; hanno spessore variabile sino ad un massimo stimato in circa m 10,0; si rinvencono solo in corrispondenza del 1° Tratto, ove ricoprono in parte l'unità litotecnica At (depositi terrazzati alluvionali)

#### UNITÀ LITOTECNICA AT

Questa unità è presente solo nell'area del 1° Tratto verso l'abitato di Sarnano, ricoperta, nell'area in studio, dai depositi dell'unità litotecnica Dt (depositi eluvio-colluviali). E' costituita da ghiaie sabbie a granulometria medio-grossolana, con matrice limosa variabile. Viene intercettata dal tracciato della strada in progetto (tratto AP01) solo nel tratto tra le Sezioni N° 8 ÷ 21 essendo successivamente ricoperta dai terreni di copertura eluviali.

#### UNITÀ LITOTECNICA A1

Rappresenta la parte più superficiale alterata e degradata della formazione LAG1c; è formata da sabbie gialle e nocciola (fascia di alterazione), sabbie a tratti addensate, localmente con cenni di stratificazione; tali sabbie sono state riscontrate nei Sondaggi S.6 ed S.7 con spessori massimi di circa 8 m; nella maggior parte dei casi si presentano come sabbie giallo grigiastre, a granulometria medio-grossolana, leggermente addensate, con livelli ossidati e frustoli vegetali; a tratti si notano segni di stratificazione ossidata.

#### UNITÀ LITOTECNICA A2

Questa unità rappresenta ancora la fascia di alterazione della formazione, costituita da arenarie giallastre alterate, in alternanza con marne giallo-rossastre, con intercalati spessi strati di sabbia gialla a granulometria da medio-fina a grossolana, addensata, localmente con cenni di stratificazione; questa fascia di alterazione della formazione sottostante ; è stata riscontrata nei sondaggi S.4 ed S.10i; viene descritta come arenaria a grana fina poco cementata.

#### UNITÀ LITOTECNICA A3

E' data dalla formazione più integra, formata da arenarie tenere giallo-grigie o giallastre alternate con marne grigie fratturate a tratti litoidi; in quasi tutti i sondaggi la formazione è stata rinvenuta con stratificazione molto inclinata (40°).

### UNITÀ LITOTECNICA B1

Analogamente all'unità A1 essa è data da sabbie gialle (fascia di alterazione) a tratti consistenti, localmente con cenni di stratificazione; sono state riscontrate nei Sondaggi S.1, S.3, S.8 ed S.9 con spessori massimi di circa 8 ÷ 9 m; nella maggior parte dei casi si presentano come sabbie addensate di colore beige o marrone scuro, consistenti o mediamente consistenti, con elementi di arenarie e locali cenni di stratificazione.

### UNITÀ LITOTECNICA B2

Costituisce ancora la fascia di alterazione meno spinta della precedente, formata da arenarie giallastre alterate, con alternanze di marne giallo-rossastre, con intercalati strati di sabbia gialla localmente con cenni di stratificazione; è stata riscontrata nei sondaggi S.1, S.3, S.8 ed S.9 e viene descritta come formazione molto alterata di colore giallastro, poco consistente.

### UNITÀ LITOTECNICA B3

Costituisce la formazione più integra, data da arenarie e marne, in alternanza irregolare; le arenarie di colore giallo-rossastre si alternano a marne a tratti litoidi; in quasi tutti i sondaggi la formazione è stata rinvenuta con stratificazione molto inclinata (45° ÷ 60°).

Nei profili geotecnici allegati è riportata la disposizione reciproca delle varie unità litotecniche sopra descritte ed i principali parametri geotecnici che le caratterizzano.

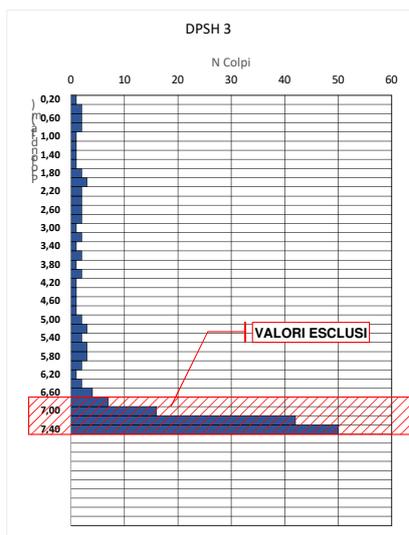
## 6.2 COMPORTAMENTO MECCANICO DEI TERRENI

Per la definizione dei parametri geotecnici caratteristici da affidare a ciascun litotipo si fa ricorso ai criteri ed alle considerazioni qui di seguito sintetizzati:

- interpretazione e correlazione dei valori di  $N_{spt}$  con i parametri geotecnici;
- correlazione dei valori ottenuti dalle prove DPSH con il corrispondente valore di  $N_{spt}$ ;
- poiché le unità litotecniche presenti nell'area in studio non sono puramente incoerenti o coesive, non si ritiene sia possibile affidare ad esse *sic et simpliciter* i valori dell'angolo di attrito ricavabili dalle prove SPT, che dalla letteratura geotecnica in argomento possono fornire valori attendibili dei parametri di taglio *in termini di sforzi efficaci* per terreni del tutto incoerenti ( $\varphi' \neq 0$  e  $C' = 0$ ) o per terreni coesivi saturi, in *termini di sforzi totali*, ricavando in quest'ultimo caso i valori dei parametri di taglio con coesione non drenata ( $C_u \neq 0$  e  $\varphi_u = 0$ );
- difatti nel caso in esame i terreni delle unità litotecniche A e B, soprattutto nelle facies integre A3 e B3, sono costituiti da arenarie alternate a marne più o meno argillose, che nel complesso presentano una resistenza al taglio sempre in termini di sforzi efficaci, con  $\varphi' \neq 0$  e  $C' \neq 0$ ;
- pertanto nella valutazione dei risultati delle prove SPT si deve ammettere che parte dell'energia di infissione deve essere attribuita al termine di resistenza al taglio per la coesione  $C'$ ;
- nella correlazione tra i dati ricavati dalle prove DPSH ed i corrispondenti valori di  $N_{spt}$  si è tenuto debito conto della composizione litologica e granulometrica del terreno in cui la prova viene effettuata, escludendo i valori che non si possono considerare rappresentativi del terreno indagato di cui si vuole effettuare la caratterizzazione geotecnica. Così, per esempio, nella prove DPSH 3 nell'ambito della copertura detritico-colluviale non si tiene conto degli ultimi valori eccessivamente alti, certamente riferibili ad un livello molto più consistente, non rappresentativo dell'unità litotecnica di cui si vuole effettuare la caratterizzazione geotecnica (cfr. Figura 8.1).
- i parametri di taglio ottenuti in laboratorio da prove di taglio diretto CD nella maggior parte dei casi forniscono valori dell'angolo di attrito  $\varphi'$ , in termini di sforzi efficaci, inferiori a quelli disponibili nella realtà, giacché la prova viene effettuata su provini ricostituiti, per i quali nei diagrammi sforzi-deformazioni non si apprezza un valore di picco, ma lo sviluppo dello stress-path sembra essere prossimo a quello che caratterizza la fase di rottura "a volume costante";
- si hanno, quindi, per la medesima unità, valori molto differenti se ricavati da prove DPSH o da analisi geotecniche di laboratorio. Si riporta l'esempio dell'unità litotecnica Fr in cui dalle prove DPSH si ricava un valore dell'angolo di attrito  $\varphi' = 37,48$ , mentre dalla prova di taglio diretto CD si ha  $\varphi' = 24^\circ$ ; tuttavia tale divario è da ritenere, entro certi limiti, plausibile giacché la prova DPSH viene effettuata in terreno integro, nella composizione granulometrica naturale, in cui si ha una fase di rottura "di picco", mentre la prova di taglio diretto CD viene effettuata su materiale ricostituito con granulometria del materiale passante, nella maggior parte dei casi, al vaglio 2 mm, con il conseguente risultato che si individua uno sviluppo della curva sforzo-deformazione prossimo a quello che caratterizza la fase di rottura a volume costante.
- da quanto sopra ne consegue che la scelta definitiva dei parametri geotecnici caratteristici di ciascuna unità litotecnica viene effettuata non da una media matematica dei valori ottenuti, ma dalla valutazione dei seguenti elementi:

- o valori ottenuti in laboratorio
- o valori ottenuti in situ da prove SPT
- o valori ottenuti in situ da prove DPSH
- o composizione granulometrica del terreno
- o litologia della formazione
- o storia geologica della formazione (deposito detritico, rimaneggiato o in posto)

Figura 8.1 – Esclusione dei valori non rappresentativi



a) UNITÀ LITOTECNICA FR

E' costituita dal materiale dei corpi di frana, rimaneggiati e quasi del tutto incoerenti, con conseguente coesione  $C'$  che tende a zero ed un angolo di attrito molto basso, che raggiunge i valori residui lungo la superficie di rottura; per valutare la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di rottura è stata effettuata una verifica delle condizioni di equilibrio del corpo di frana con il metodo della *back analysis*, che consiste nel ricercare, per tentativi, il valore della resistenza al taglio necessario per ottenere un fattore di stabilità prossimo, per eccesso, all'unità, partendo dall'ipotesi che allo stato attuale, in condizioni statiche, il corpo frana si trovi in condizioni di equilibrio metastabili, cioè con valore del fattore di stabilità di poco superiore all'unità; dalle suddette verifiche, espone nei paragrafi successivi, risulta un angolo di attrito pari a  $\varphi_r = 21^\circ$  lungo la superficie di scorrimento. Sulla scorta dei dati disponibili e delle suddette considerazioni a tale unità si affidano i seguenti parametri geotecnici caratteristici, in cui il valore di  $\varphi = 21^\circ$  si riferisce alla resistenza al taglio lungo la superficie di scorrimento:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione $C'$ (kPa)		Angolo di attrito $\varphi'$ (°)		Coesione $C_u$ (kPa)		Angolo di attrito $\varphi_u$ (°)		E (Mpa)
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	
Fr	18,50	19,00	5,0	0,0	24,0	21,0					8,0

b) UNITÀ LITOTECNICA DT

E' costituita dai depositi eluvio-colluviali e dalle coperture detritiche, generalmente incoerenti o con poca coesione laddove è presente la matrice limosa; in base ai dati disponibili ed alle considerazioni su esposte si ritiene di poter affidare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>Dt</b>	18,00	18,50	10,0	0,0	30,0	28,0					8,0

c) UNITÀ LITOTECNICA AT

Questa unità comprende i depositi alluvionali terrazzati, formati da sabbie e ghiaie localmente in matrice limosa; dai dati disponibili e sulla scorta delle considerazioni sopra esposte si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>At</b>	19,50	20,00	15,0	0,0	36,0	34,0					25,0

d) UNITÀ LITOTECNICA A1

Rappresenta la fascia superficiale alterata e degradata della formazione geologica LAG1c, in cui gli agenti di degradazione meteorica hanno espletato un'alterazione molto spinta, disgregando le arenarie che si presentano sotto forma di sabbia incoerente; ai suddetti terreni per quanto sopra esposto e dai dati disponibili si possono affidare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>A1</b>	18,50	19,00	0,0	0,0	32,0	30,0					15,0

e) UNITÀ LITOTECNICA A2

E' costituita dalla parte della fascia meno alterata, sottostante alla precedente, in cui si possono rinvenire porzioni relitte della formazione sottostante e tracce di stratificazione; in base a quanto sopra e dei dati disponibili si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>A2</b>	18,50	19,00	20,0	10,0	34,0	30,0					20,0

f) UNITÀ LITOTECNICA A3

Rappresenta la formazione geologica LAG1c più integra, costituita da un'alternanza di arenarie e marne talora litoidi, con interstrati sabbiosi in cui, pertanto, si possono riscontrare comportamenti meccanici differenti in relazione alla locale litologia; considerando l'ammasso dell'alternanza nel suo insieme e sulla scorta dei dati disponibili si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>A3</b>	19,50	20,00	50,0	20,0	38,0	34,0	200,0	100,0			30,0

g) UNITÀ LITOTECNICA B1

Rappresenta la fascia superficiale alterata e degradata della formazione geologica LAG2c, in cui, analogamente all'unità A1, gli agenti di degradazione meteorica hanno espletato un'alterazione molto spinta, disgregando le arenarie che si presentano sotto forma di sabbia incoerente; ai suddetti terreni per quanto sopra esposto e dai dati disponibili si possono affidare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>B1</b>	18,00	18,50	0,0	0,0	33,0	30,0					15,0

## h) UNITÀ LITOTECNICA B2

È costituita dalla parte della fascia meno alterata, sottostante alla precedente B1, in cui si possono rinvenire porzioni relitte della formazione sottostante e tracce di stratificazione; in base a quanto sopra e dei dati disponibili si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>B2</b>	18,50	19,00	20,0	10,0	35,0	30,0					20,0

## i) UNITÀ LITOTECNICA B3

Rappresenta la formazione geologica LAG2c più integra, costituita da un'alternanza di arenarie e marne talora litoidi, con interstrati sabbiosi in cui, pertanto, si possono riscontrare comportamenti meccanici differenti in relazione alla locale litologia; considerando l'ammasso dell'alternanza nel suo insieme e sulla scorta dei dati disponibili si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito $\phi'$ (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito $\phi_u$ (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
<b>B3</b>	19,00	19,50	30,0	20,0	36,0	34,0	200,0	100,0			30,0

## 6.3 VERIFICHE DI STABILITA'

Le verifiche delle condizioni di equilibrio vengono eseguite in corrispondenza delle sezioni più acclivi, laddove è necessario prevedere interventi con terre rinforzate lato valle, poggianti su una soletta in c.a. fondata su pali di grosso diametro, per garantire la stabilità della struttura in terra rinforzata.

Le sezioni considerate sono:

- Sezione N° 27 – Progr. 0+520,00, che ricade in asse ad un movimento franoso di tipo traslativo-rotazionale, segnalato e cartografato dall'IFFI;
- Sezione N° 49 – Progr. 0+960,00, che ricade in prossimità della spalla del secondo viadotto in un versante molto acclive.

Per la Sezione N° 27 in frana è stato ricostruito l'andamento topografico lungo tutto il pendio per poter eseguire una verifica con back analysis del corpo di frana, al fine di individuare i parametri di taglio disponibili lungo la superficie di scorrimento.

Poiché l'intervento in dette aree prevede l'impiego di terra rinforzata tipo Terramesh le verifiche di stabilità sono state effettuate con due programmi differenti dedicati:

- a) Programma "Slope" della Geostru, per la verifica delle condizioni di "equilibrio globale" del sistema intervento-versante" e per la verifica con "back analysis" dell'area in frana;
- b) Programma "MacStars" della Maccaferri, dedicato alle verifiche dette terre rinforzate, per verificare la stabilità interna dei vari blocchi sovrapposti;

Per la verifica di stabilità globale è stato adoperato il programma "Slope" della Geostru Software (versione 2022.30.6.1489), che consente di verificare pendii in terra ed in roccia con molteplici metodi di calcolo, la cui descrizione dettagliata è riportata in "Appendice A" alla relazione geotecnica.

## 7 IL RILIEVO ESEGUITO

Il rilievo dell'area è stato realizzato secondo le seguenti fasi:

- **Fase -1:** L'attività è stata svolta creando una rete di capisaldi di nostra materializzazione con l'infissione di chiodi topografici in acciaio. Il rilievo GPS/GNSS è stato eseguito con l'utilizzo di asta rover ricevitore GPS/GNSS e computer palmare con adeguato software di bordo per la gestione delle strumentazioni di misurazione.
- **Fase -2:** Durante l'utilizzo della strumentazione GPS/GNSS le operazioni eseguite sono state riferite alla rete di stazioni permanenti ITALPOS, quindi tutti i dati topografici acquisiti in coordinate ETRF2000. Dove la copertura di segnale ha consentito di lavorare in collegamento con le stazioni delle Reti Dinamiche Nazionali si è proceduto nell'esecuzione del rilievo con in modalità NRTK, quindi acquisizione dei dati di campagna già georiferiti.  
In particolare per il lavoro in oggetto è stato necessario rilevare la carreggiata della S.P. 78 e successivamente 237 e le quote dell'andamento del terreno esterno ad essa.
- **Fase -3:** Durante le operazioni di rilievo con strumentazione GPS/GNSS, sono stati posizionati dei target per il successivo volo con drone per l'acquisizione di immagini aeree, necessari per la successiva fase di elaborazione dati al fine di produrre un'ortofoto nadirale da apporre come base negli elaborati DWG ed una nuvola di punti.
- **Fase -4:** Esportazione, elaborazione preliminare dei dati topografici raccolti e calcolo con compensazione della poligonale d'appoggio. Trasformazione con l'ausilio dei grigliati IGM, conversione in quote assolute e restituzione planoaltimetrica in opportuna scala dei file in formato .dwg con georeferenziazione in formato Gauss-Boaga fuso Est. Consegna della seguente documentazione in formato vettoriale editabile.

Riassumendo quindi schematicamente quanto precedentemente esposto le attività di rilievo topografico sono state organizzate ed articolate nel seguente modo:

- Posizionamento dei capisaldi;
- Rilievo topografico della sede stradale;
- Posizionamento dei target topografici e volo con drone;
- Esportazione, elaborazione e restituzione dei dati;

La strumentazione elettronica di misurazione utilizzata per il rilievo topografico è la seguente:

- Strumentazione GPS/GNSS 1 Unità Geomax Zenith 35 PRO-TAG
- Drone Anafi Parrot

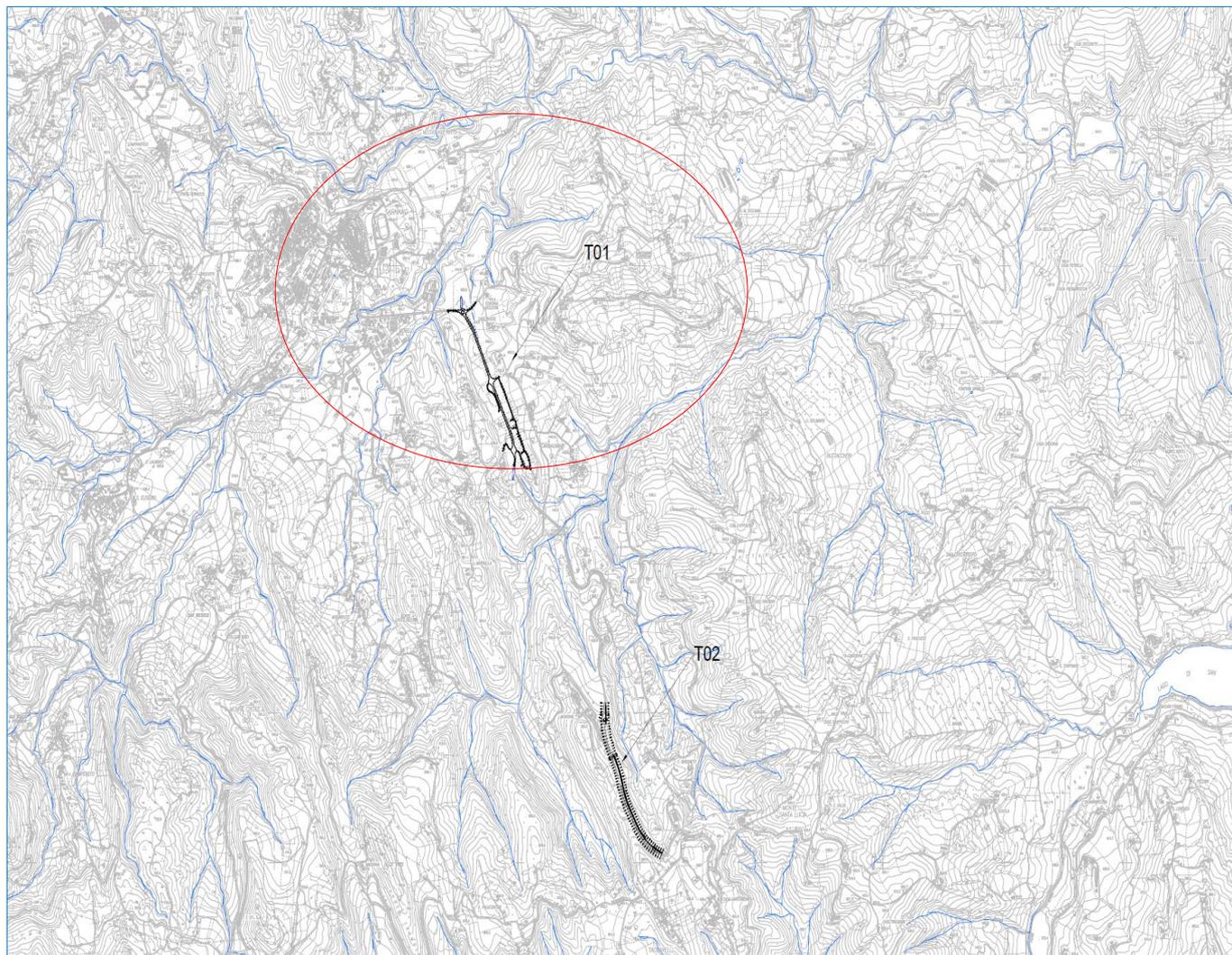
Oltre al rilievo topografico è stata anche eseguito un volo con drone con restituzione di ortofoto ad elevato livello di dettaglio per il tratto 01 (quello in comune di Sarnano)



## 8 L'INQUADRAMENTO SISMICO DELL'OPERA

### 8.1 LA STRATEGIA SISMICA – TRATTA 01

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Sarnano in Provincia di Macerata.



### 8.1.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'opera è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 43,0247
- Longitudine: 13,1506

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

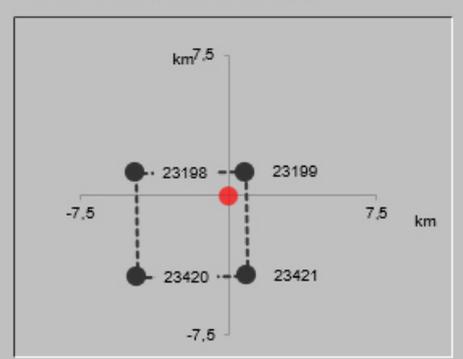
Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

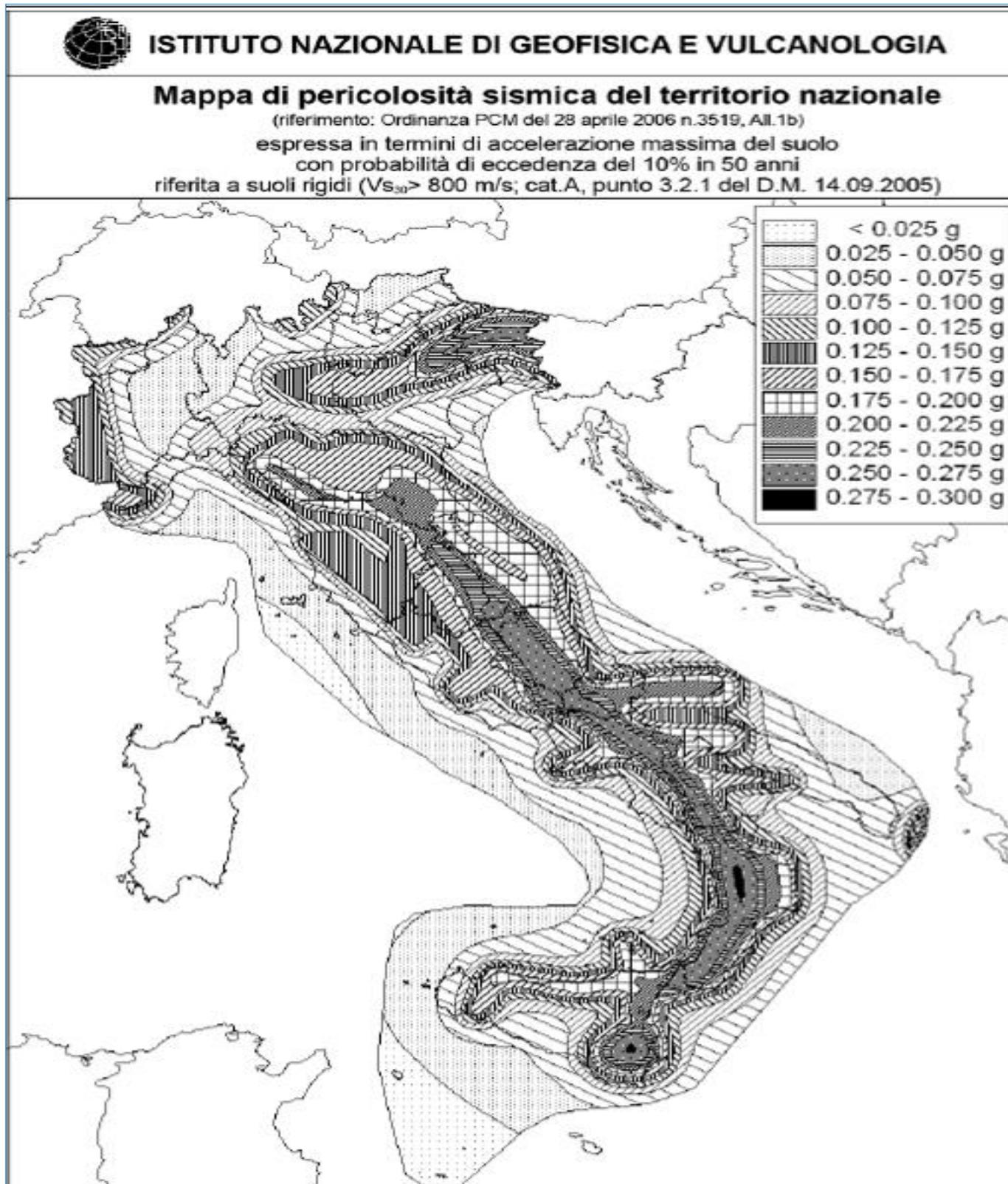
Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### 8.1.2 PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE

I parametri sismici della pericolosità di base del sito sono ricavati partendo dai dati della "Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale" aggiornata dal gruppo di lavoro dell'I.N.G.V. adottata con l'Ordinanza n. 3519 del 28/04/2006 del Presidente del Consiglio dei Ministri (la figura seguente rappresenta la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale).



Per dedurre secondo le NTC 2018 i parametri sismici di base dei vari siti dalla pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale, sono stati considerati per ogni zona di sbarramento i seguenti parametri:

- "Classe d'uso dell'edificio" IV (cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2,00;

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- $V_N$ : "vita nominale di progetto" (numero di anni in cui è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali) pari a **50 anni**, valore definito dalla committenza, concorde con quanto definito nelle NTC 2018 per costruzioni esistenti con livelli di prestazioni ordinarie;
- $V_R$ : "periodo di riferimento" per l'azione sismica =  $V_N \cdot C_U = 100$  anni
- $P_{VR}$ : "probabilità di superamento" funzione dello stato limite considerato necessario al calcolo del tempo di ritorno  $T_R$ , come dalla seguente tabella tratta dalle NTC 2018:

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

- $T_R$ : "tempo di ritorno" relativo ad ogni stato limite, funzione del periodo di riferimento e della probabilità di superamento secondo la seguente relazione tratta dalle NTC 2018:

Questi ultimi parametri sono costanti per tutte le aree esaminate, in quanto dipendono solo dal tipo di opera e dalle relative prestazioni attese. Con questi dati sono poi stati calcolati, per ogni sito esaminato, i parametri di pericolosità sismica di base riferiti a sito rigido orizzontale che permettono di ottenere i coefficienti di risposta sismica locale:

- $a_g$  (o PGA: accelerazione orizzontale massima al sito) [g/10]
- $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) [n.p.]
- $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) [s]

Essi sono stati stimati per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun stato limite da applicare per il sito in esame. I valori che seguono relativi alla pericolosità di base sono comuni a tutti i calcoli dei vari coefficienti sismici di risposta sismica locale

- Classe: IV
- Vita nominale : 100 anni

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,093	2,424	0,289
SLD	101	0,116	2,421	0,299
SLV	949	0,269	2,475	0,340
SLC	1950	0,339	2,494	0,351

### 8.1.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie del suolo di fondazione:

**CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</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 $V_{S,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
<b>E</b>	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Come da relazione geotecnica si è considerato un suolo tipo B per tutte le opere

### 8.1.4 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche delle superficie topografica, il suolo presenta forti pendenze sul lato di monte e più pianeggiante sul lato di valle.

Le opere in esame ricadono in categoria T1 come definita nella seguente tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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 $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

### 8.1.5 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Questi coefficienti sono necessari alla valutazione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito ( $a_{max}$ ), dei coefficienti sismici orizzontale e verticale ( $k_h$ ,  $k_v$ ) e dello spettro di risposta elastico in accelerazione per l'azione sismica calcolata con metodi pseudostatici.

#### Amplificazione stratigrafica

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  ed il coefficiente  $C_c$  possono essere calcolati secondo le formule della seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

$S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Per l'area in esame corrispondono valori del coefficiente  $C_c$  e di  $S_s$  di amplificazione stratigrafica variabili per ogni Stato Limite.

### Amplificazione topografica

Alla categoria T1 precedentemente definita per la zona studiata corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1,00$ . La tabella che segue è tratta dalle NTC 2018 e mostra la relazione tra categorie topografiche e relativo coefficiente

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

### 8.1.6 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite SLV

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato SLV [info](#)

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo B [info](#)       $S_S =$  1,134       $C_C =$  1,365 [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#)       $h/H =$  0,000       $S_T =$  1,000 [info](#)  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta =$  1,000 [info](#)

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  1      Regol. in altezza sì [info](#)

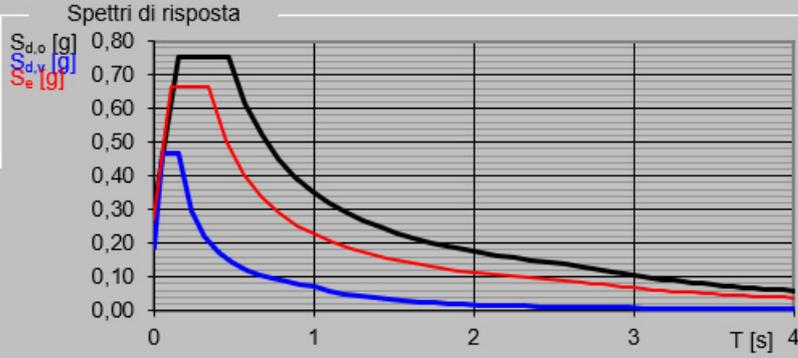
**Compon. verticale**  
Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta =$  1,000 [info](#)

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta [▶](#)

Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

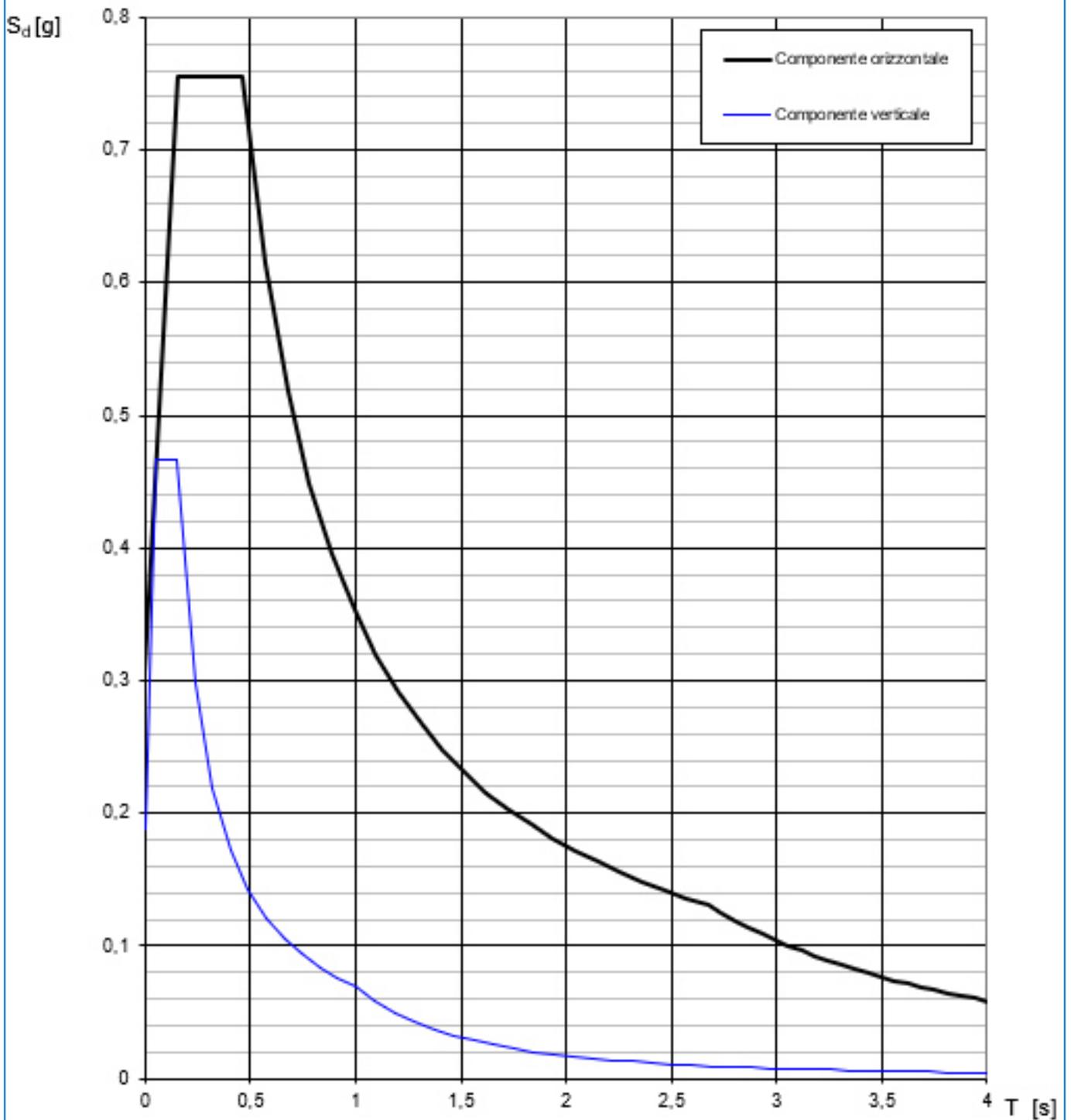
**Spettri di risposta**



— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO    FASE 1    FASE 2    FASE 3

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,269 g
$F_o$	2,475
$T_c$	0,340 s
$S_s$	1,134
$C_c$	1,365
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,134
$\eta$	1,000
$T_B$	0,155 s
$T_C$	0,464 s
$T_D$	2,677 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

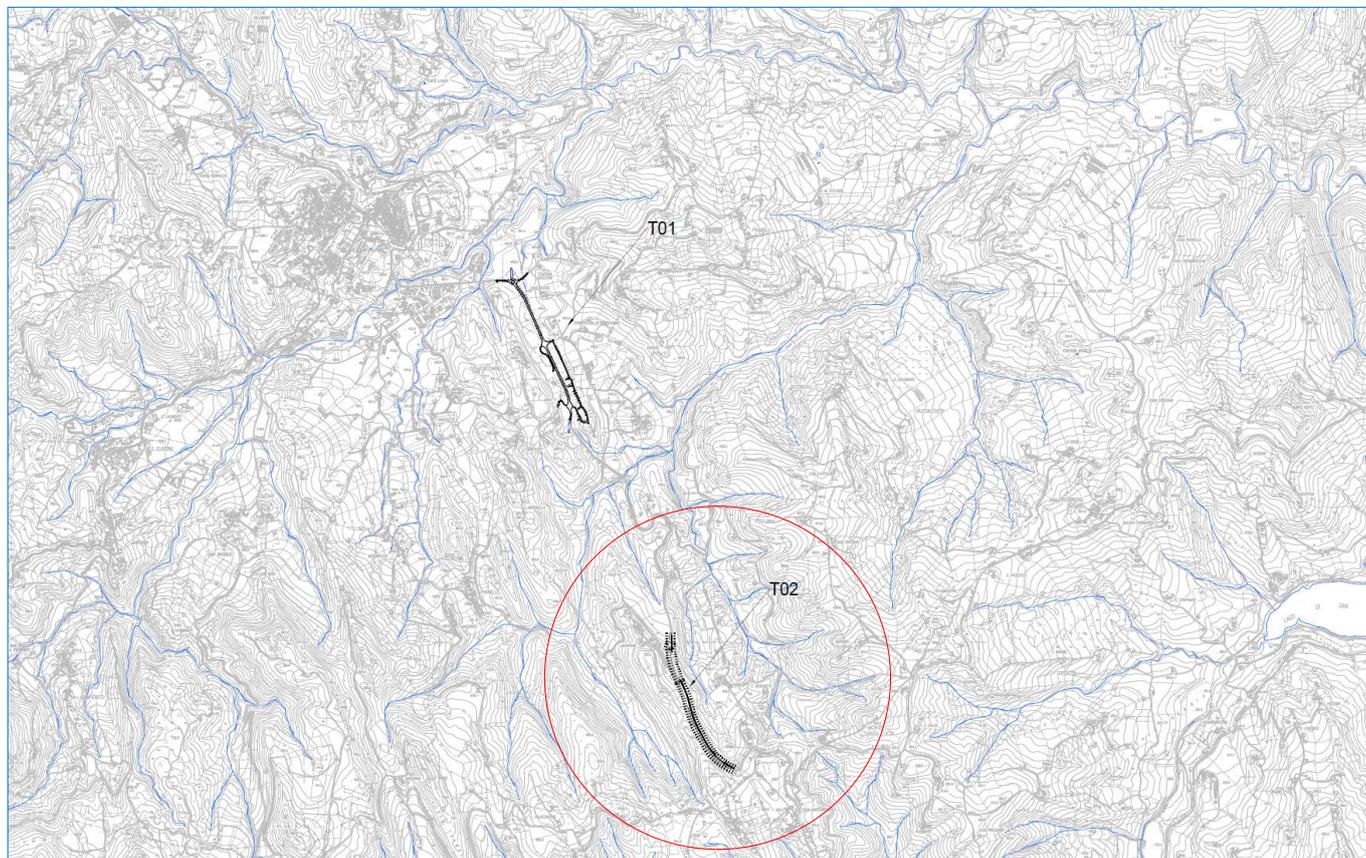
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,305
$T_B \leftarrow$	0,155	0,755
$T_C \leftarrow$	0,464	0,755
	0,570	0,615
	0,675	0,519
	0,780	0,449
	0,886	0,396
	0,991	0,354
	1,096	0,320
	1,202	0,292
	1,307	0,268
	1,412	0,248
	1,518	0,231
	1,623	0,216
	1,728	0,203
	1,834	0,191
	1,939	0,181
	2,045	0,171
	2,150	0,163
	2,255	0,155
	2,361	0,148
	2,466	0,142
	2,571	0,136
$T_D \leftarrow$	2,677	0,131
	2,740	0,125
	2,803	0,119
	2,866	0,114
	2,929	0,109
	2,992	0,105
	3,055	0,101
	3,118	0,097
	3,181	0,093
	3,244	0,089
	3,307	0,086
	3,370	0,083
	3,433	0,080
	3,496	0,077
	3,559	0,074
	3,622	0,072
	3,685	0,069
	3,748	0,067
	3,811	0,065
	3,874	0,063
	3,937	0,061
	4,000	0,059

## 8.2 LA STRATEGIA SISMICA – TRATTA 01

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Amandola in Provincia di Ascoli Piceno.



## 8.2.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'opera è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 43,0011
- Longitudine: 13,3306

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

---

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

---

**Elaborazioni**

Tabella parametri →

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

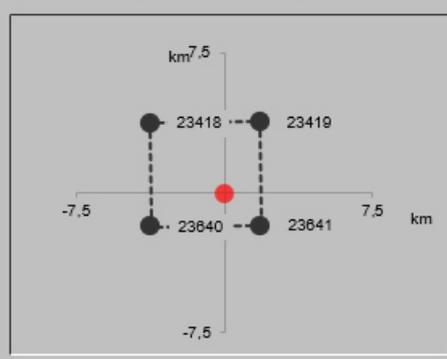
Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

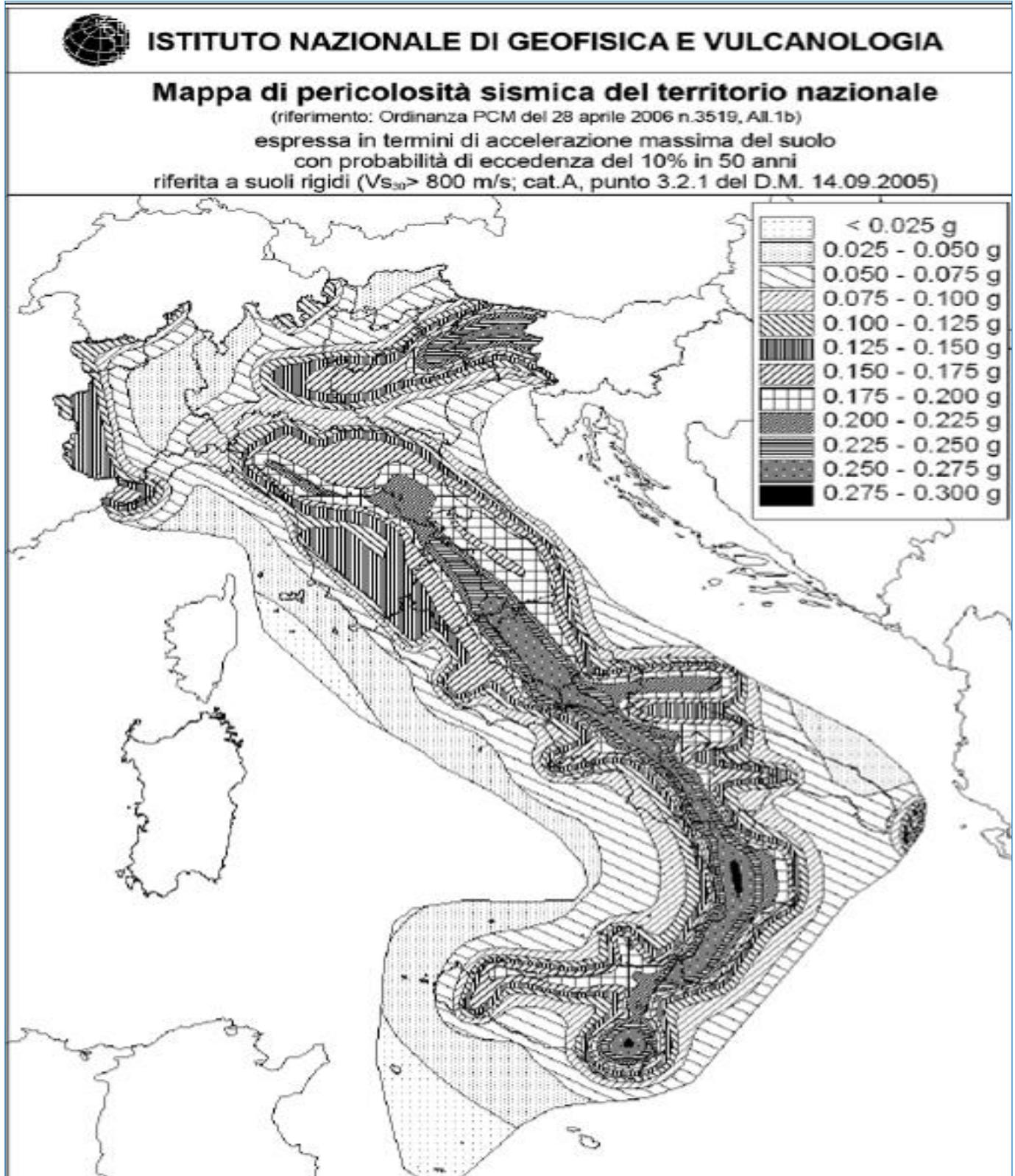
Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### 8.2.2 PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE

I parametri sismici della pericolosità di base del sito sono ricavati partendo dai dati della "Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale" aggiornata dal gruppo di lavoro dell'I.N.G.V. adottata con l'Ordinanza n. 3519 del 28/04/2006 del Presidente del Consiglio dei Ministri (la figura seguente rappresenta la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale).



Per dedurre secondo le NTC 2018 i parametri sismici di base dei vari siti dalla pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale, sono stati considerati per ogni zona di sbarramento i seguenti parametri:

- "Classe d'uso dell'edificio" IV (cui corrisponde un coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2,00;

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- $V_N$ : "vita nominale di progetto" (numero di anni in cui è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali) pari a **50 anni**, valore definito dalla committenza, concorde con quanto definito nelle NTC 2018 per costruzioni esistenti con livelli di prestazioni ordinarie;
- $V_R$ : "periodo di riferimento" per l'azione sismica =  $V_N \cdot C_U = 100$  anni
- $P_{VR}$ : "probabilità di superamento" funzione dello stato limite considerato necessario al calcolo del tempo di ritorno  $T_R$ , come dalla seguente tabella tratta dalle NTC 2018:

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

- $T_R$ : "tempo di ritorno" relativo ad ogni stato limite, funzione del periodo di riferimento e della probabilità di superamento secondo la seguente relazione tratta dalle NTC 2018:

Questi ultimi parametri sono costanti per tutte le aree esaminate, in quanto dipendono solo dal tipo di opera e dalle relative prestazioni attese. Con questi dati sono poi stati calcolati, per ogni sito esaminato, i parametri di pericolosità sismica di base riferiti a sito rigido orizzontale che permettono di ottenere i coefficienti di risposta sismica locale:

- $a_g$  (o PGA: accelerazione orizzontale massima al sito) [g/10]
- $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) [n.p.]
- $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) [s]

Essi sono stati stimati per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascun stato limite da applicare per il sito in esame. I valori che seguono relativi alla pericolosità di base sono comuni a tutti i calcoli dei vari coefficienti sismici di risposta sismica locale

- Classe: IV
- Vita nominale : 50 anni

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	60	0,082	2,462	0,298
SLD	101	0,101	2,474	0,312
SLV	949	0,234	2,538	0,350
SLC	1950	0,297	2,560	0,362

### 8.2.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie del suolo di fondazione:

**CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO**

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</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 $V_{S,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
<b>E</b>	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente $V_{S,eq}$ riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Come da relazione geotecnica si è considerato un suolo tipo B per tutte le opere

## 8.2.4 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche delle superficie topografica, il suolo presenta forti pendenze sul lato di monte e più pianeggiante sul lato di valle.

Le opere in esame ricadono parzialmente (da progressiva 0+000 – 0+920) in categoria **T1** e parzialmente (da progressiva 0+920 a fine intervento) in categoria **T2** come definita nella seguente tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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 $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

A favore di sicurezza per la tratta 2 si prevede come strategia sismica la classificazione in categoria **T2**

## 8.2.5 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Questi coefficienti sono necessari alla valutazione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito ( $a_{max}$ ), dei coefficienti sismici orizzontale e verticale ( $k_h$ ,  $k_v$ ) e dello spettro di risposta elastico in accelerazione per l'azione sismica calcolata con metodi pseudostatici.

### Amplificazione stratigrafica

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, il coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  ed il coefficiente  $C_c$  possono essere calcolati secondo le formule della seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

$S_s$  e  $C_c$  possono essere calcolati, in funzione dei valori di  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$  è l'accelerazione di gravità e  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Per l'area in esame corrispondono valori del coefficiente  $C_c$  e di  $S_s$  di amplificazione stratigrafica variabili per ogni Stato Limite.

### Amplificazione topografica

Alla categoria T2 precedentemente definita per la zona studiata corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $S_T=1,20$ . La tabella che segue è tratta dalle NTC 2018 e mostra la relazione tra categorie topografiche e relativo coefficiente

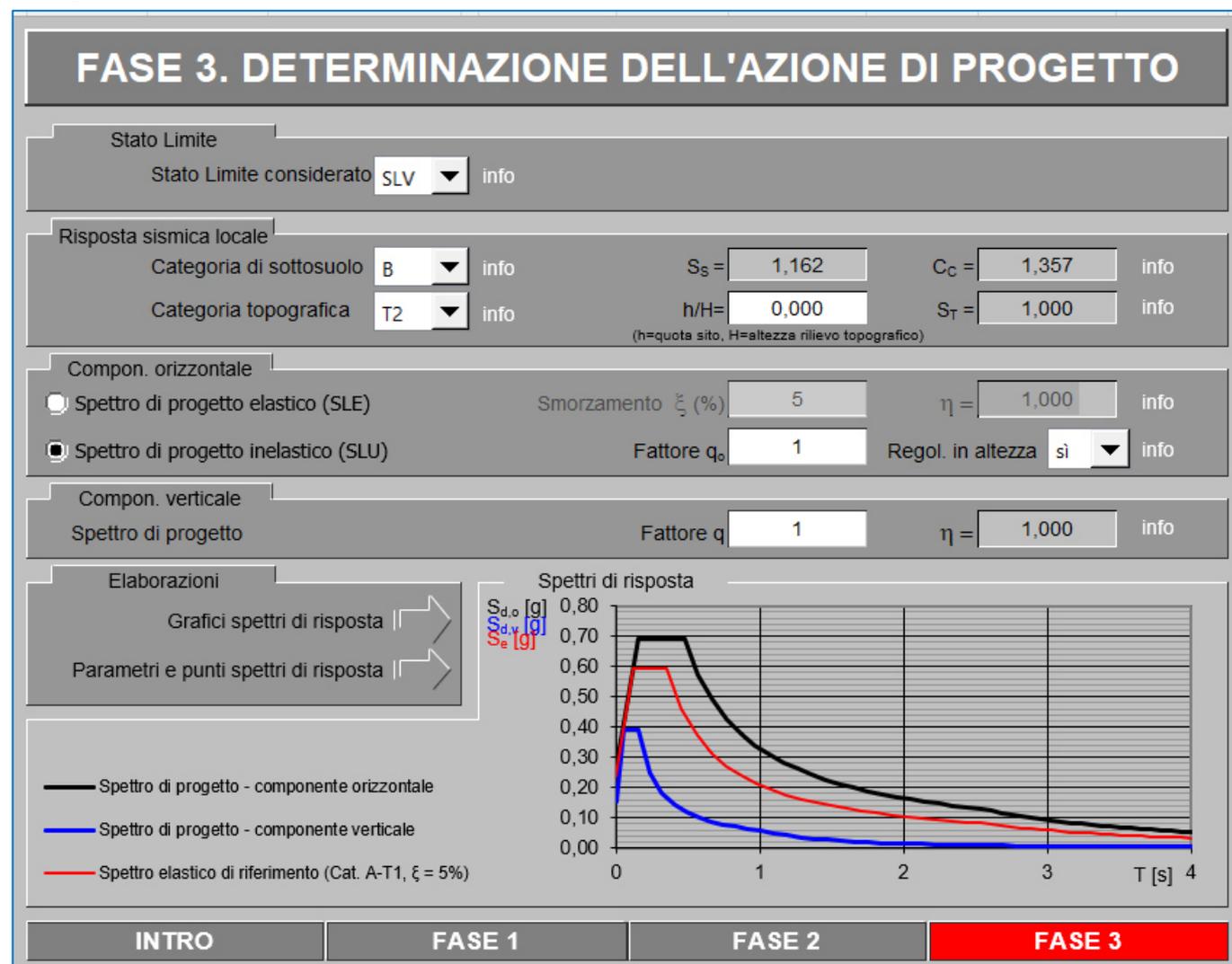
Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

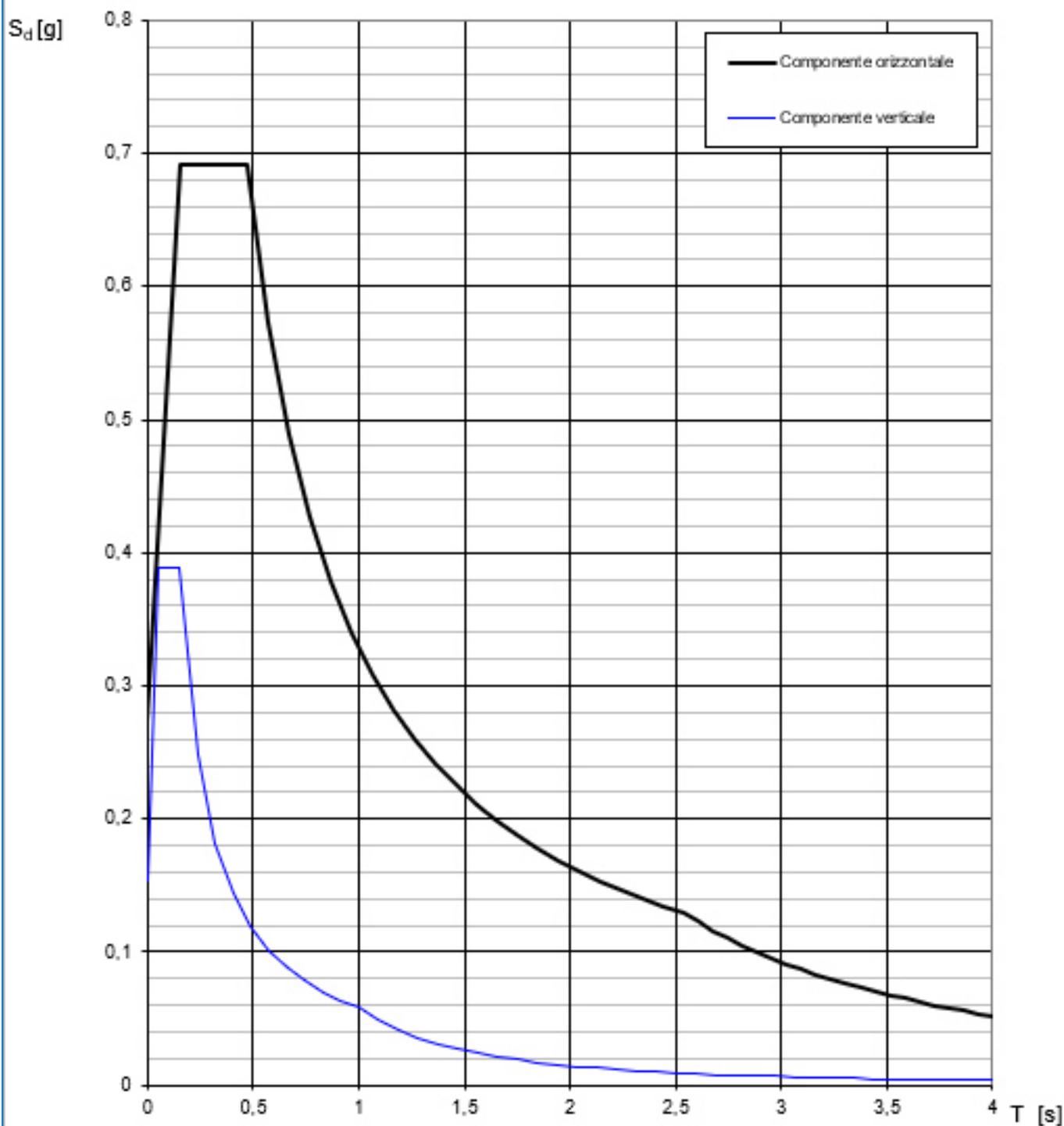
La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove  $S_T$  assume valore unitario.

### 8.2.6 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite SLV



### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,234 g
$F_o$	2,538
$T_c$	0,350 s
$S_s$	1,162
$C_c$	1,357
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,162
$\eta$	1,000
$T_b$	0,158 s
$T_c$	0,475 s
$T_D$	2,538 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,272
$T_b \leftarrow$	0,158	0,631
$T_c \leftarrow$	0,475	0,631
	0,573	0,573
	0,672	0,489
	0,770	0,427
	0,868	0,378
	0,966	0,340
	1,064	0,309
	1,163	0,283
	1,261	0,261
	1,359	0,242
	1,457	0,225
	1,556	0,211
	1,654	0,199
	1,752	0,188
	1,850	0,178
	1,948	0,169
	2,047	0,161
	2,145	0,153
	2,243	0,146
	2,341	0,140
	2,440	0,135
$T_D \leftarrow$	2,538	0,129
	2,607	0,123
	2,677	0,116
	2,747	0,111
	2,816	0,105
	2,886	0,100
	2,956	0,095
	3,025	0,091
	3,095	0,087
	3,164	0,083
	3,234	0,080
	3,304	0,076
	3,373	0,073
	3,443	0,070
	3,513	0,068
	3,582	0,065
	3,652	0,063
	3,721	0,060
	3,791	0,058
	3,861	0,056
	3,930	0,054
	4,000	0,052

## 9 IL PROGETTO STRADALE

### 9.1 PREMESSE

Il percorso attuale della SS78 Picena (provinciale 237) attraversa il centro abitato di Sarnano nella zona di separazione fra il borgo storico (ad est) e quello moderno (ad ovest).

Per il lotto in esame si esclude, a priori, l'opportunità di intervenire, con i lavori del primo stralcio, nella zona del primo rettilineo che esce dell'abitato di Sarnano verso Amandola (fino alla località Case Rosse), in quanto tale tratto potrebbe essere oggetto di approfondimenti finalizzati allo studio di un bypass dell'intero borgo di Sarnano. Sono state invece prese in considerazione diverse ipotesi in tutto il tratto successivo, fino ad Amandola, dove si colloca, fra l'altro, la sezione di valico montano (a quota 630m.s.l.m.) dell'intero percorso Belforte-Servigliano.

Una prima problematica funzionale e di sicurezza dell'esercizio lungo la statale in direzione Amandola si riscontra nel tratto rettilineo iniziale (di oltre 1km) che supera il nucleo abitato di Cardagnano Alto, dove si ritrovano concentrati numerosi accessi diretti privati sulla sede attuale nella zona immediatamente prospiciente gli edifici della frazione.

Superato Cardagnano Alto, la strada attuale si abbassa dapprima in una valletta secondaria per poi intraprendere una salita piuttosto ripida e tortuosa, che raggiunge pendenze del 10% su un paio di tornanti molto stretti al piede della collina di Montane (tratto denominato "ansa di Montane"). Dopo questo passaggio tortuoso (non rettificabile se non con una impegnativa variante fuori sede) la strada continua a salire gradualmente verso il valico, dapprima con andamento abbastanza lineare, poi realizzando una seconda ansa planimetrica molto pronunciata, che attraversa l'abitato di Rustici (ansa di Rustici) per cominciare poi a ridiscendere verso Amandola.

Questa seconda ansa appare rettificabile in planimetria (ad esempio con una galleria naturale o artificiale visto che le quote sui due versanti non sono troppo dissimili), ma per non rientrare nuovamente nell'abitato di Rustici l'intervento deve comunque allungarsi parecchio e assumere dimensioni del tutto incompatibili con il quadro economico del primo stralcio lavori.

Nell'ultimo tratto, prima di entrare nella cittadina di Amandola, sono presenti ancora due stretti tornanti realizzati per superare un vallone molto inciso in corrispondenza della confluenza di una coppia di fossi. Sarebbero rettificabili con un ponte che collega direttamente le due sponde (le cui quote sono quasi le stesse). Anche in questa zona, tuttavia, appare illogico prevedere interventi sull'attuale S.P. 237 in questa fase, data l'ipotesi di realizzare un bypass completo del borgo di Amandola o tramite i lavori che la Provincia di Fermo sta già eseguendo per migliorare la S.P. 196 che conduce a valle dell'abitato in direzione Servigliano o addirittura tramite ulteriori interventi di circonvallazione da approfondire.

Tenendo conto di tutti i condizionamenti presenti nel tracciato esistente relativi alla tratta Sarnano - Amandola ciò che appare logico fare, con il quadro economico a disposizione, è dunque intervenire

nell'immediato per la sistemazione definitiva delle zone "neutre"; nella fattispecie il tratto che attraversa Cardagnano Alto e quello intermedio compreso fra l'ansa di Montane e quella di Rustici.

In questo modo si eleva significativamente la sicurezza dell'esercizio e non si compromettono in maniera irreversibile future scelte di adeguamento dell'intero percorso, che, per la presenza di oggettive difficoltà orografiche, potrà avvenire solo adottando varianti impegnative e largamente fuori sede rispetto al tracciato attuale.

Nella proposta preliminare di cui al presente progetto, il tratto di Cardagnano, viene risolto inserendo 3 rotatorie e un sistema di viabilità secondarie locali a queste collegate, funzionali alla ricucitura della moltitudine di accessi privati presenti.

La prima rotatoria (SV.01), avente diametro esterno pari a 40 m (rotatoria convenzionale ai sensi del D.M. 2006 sopra citato), mitiga il problema della curva a gomito oggi presente fra i due lunghi rettifili in uscita da Sarnano ed in ingresso a Cardagnano Alto, offrendo tra l'altro la predisposizione per il futuro raccordo dell'eventuale bypass di Sarnano sopra menzionato. La suddetta rotatoria consente la ricucitura delle viabilità localmente preseti, ovvero il ramo della S.S.78 afferente da ovest (VS.01) e una viabilità secondaria proveniente da est (VS.02).

Le due rotatorie successive (SV.02 e SV.03), aventi anch'esse diametro esterno pari a 40 m (rotatoria convenzionale ai sensi del D.M. 2006 sopra citato), consentono di rallentare le velocità sulla direttrice principale, attualmente troppo elevate, e smistano i flussi locali sulle viabilità complanari, individuate dalle WBS VS.03, VS.08 e VS.05. Inoltre mediante le viabilità secondarie rappresentate dalla WBS VS.04, che collega la rotatoria SV.02 con la controstrada VS.08, e dalla WBS VS.07, che collega la rotatoria SV.03 anch'essa con la controstrada VS.08, viene realizzato un anello per la circolazione interna del paese che consente a tutti gli abitanti di accedere alla S.P.78 mediante le suddette due rotatorie e che, essendo quest'ultime poste alle due estremità del centro abitato, permettono la ripartizione del traffico a nord e a sud del paese. In fine il ramo sud della rotatoria SV.03, definito dalla WBS VS.06 consente la ricucitura all'attuale SS.78.

La controstrada individuata dalla WBS VS.08, in particolare, sfrutta un percorso già esistente, la cui sede stradale verrà allargata e collegata con alcune viabilità interne all'abitato, fornendo quindi un sistema viabile completo e intrinsecamente più sicuro e sopprimendo tutti gli accessi diretti sulla S.S. 78. Va comunque specificato che saranno presenti alcuni angusti passaggi tra i fabbricati esistenti, nonché alcune opere minori necessarie a garantire le larghezze minime imposte per la piattaforma carrabile (5,0 m), definiti dalle viabilità VS.09, VS.10 e VS.11.

L'intervento riguardante questo primo tratto nel complesso sviluppa circa 1 km sulla sede principale oltre a viabilità secondarie per circa 1,5 km.



FIGURA 1- INTERVENTO TRATTO CARDAGNANO ALTO

Nell'ultimo tratto di intervento, di sviluppo di circa 1.2 km, compreso fra l'ansa di Montane e quella di Rustici, viene previsto l'adeguamento completo della viabilità esistente con scostamenti contenuti allo stretto necessario dalla attuale sede. Il tracciamento stradale è stato definito derogando parzialmente dal D.M. 05/11/2001 e dunque inquadrandosi come "adeguamento di strada esistente" ai sensi del D.M. 22/04/2004. Questa scelta è dipesa dal fatto che il ciglio destro della strada esistente è lambito dal confine del Parco Nazionale dei Monti Sibillini, all'interno del quale – ai sensi del parere prot.4542 del 12/05/2022 espresso dall'Ente Parco – risulta presente un vincolo ostativo alla realizzazione di nuove strade. Il collegamento dell'attuale S.P. 237 con l'abitato di Montane viene garantito mediante la ricucitura rappresentata dalla WBS VS.12.

A causa della delicata situazione del versante l'intervento comporta comunque opere significative e in particolare la realizzazione di due viadotti rispettivamente di lunghezza 170 e 85 m.

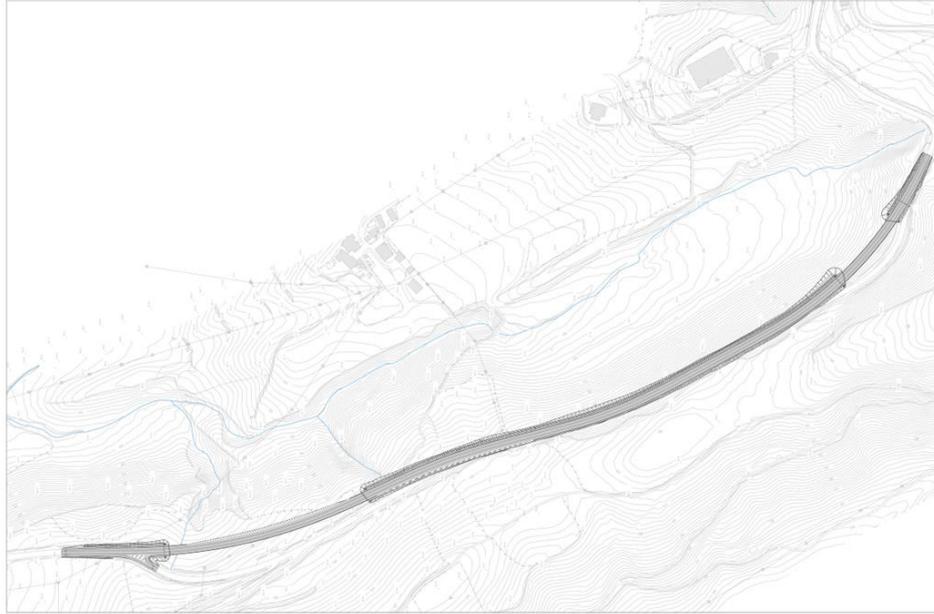


FIGURA 2 - INTERVENTO TRATTO MONTANE-RUSTICI

## 9.2 SEZIONI TIPO

La sezione stradale proposta per entrambi i tratti di adeguamento è la C1 extraurbana secondaria ai sensi del D.M. 2001 sopra richiamato, a singola carreggiata con una corsia per senso di marcia di larghezza 3,75 e banchine laterali da 1,50 m. La larghezza totale bitumata è quindi pari a 10,50 m.

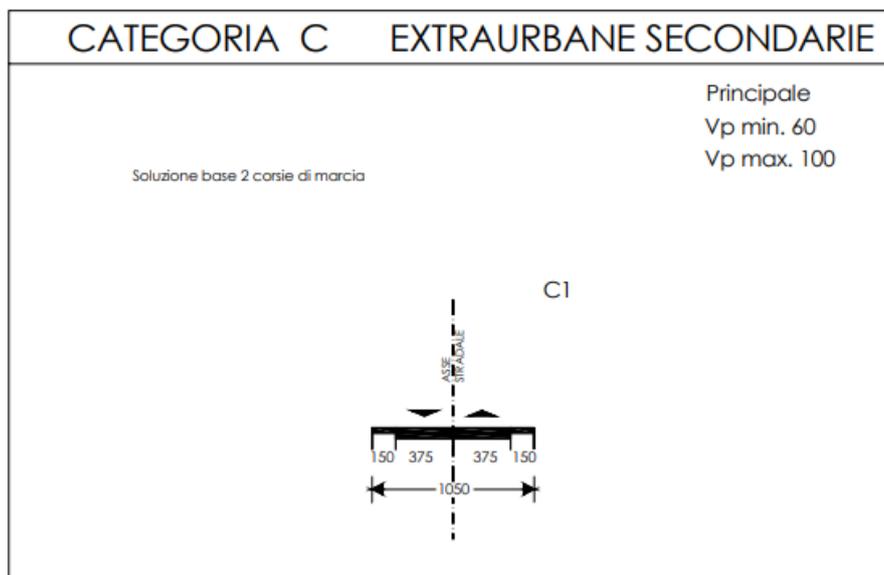


Figura 1. Piattaforma stradale tipo C1 (D.M. 05.11.2001).

In rilevato gli elementi marginali sono costituiti da arginelli erbosi ove alloggianno le barriere di sicurezza. La conformazione delle scarpate, rivestite con terra vegetale, di norma ha una pendenza strutturale massima del 2/3. In trincea l'elemento marginale è costituito da una cunetta triangolare alla francese. Nell'intervento AP03, sono stati proposti dei rilevati in terra rinforzata che consentono un miglior inserimento nel contesto in cui si trova la viabilità oggetto di intervento, limitando l'estensione del corpo del rilevato, evitando la sottrazione di terreno.

## 9.3 VERIFICHE DI RISPONDENZA AL DM 05/11/2001

Il tracciato comporta un adeguamento dell'attuale viabilità; tutto il tracciato è conforme alle prescrizioni contenute nel DM 05/11/2001 e risponde pienamente agli standard di sicurezza richiesti per rettifili, curve circolari e curve di transizione. Per i tratti di adeguamento sono stati presi degli accorgimenti ai fini del miglioramento della sicurezza stradale. Pertanto capita che in alcuni casi non venga rispettata a pieno lo sviluppo della curva circolare. Questo perché l'intervento è stato progettato tentando di utilizzare quanto più possibile il sedime esistente partendo dal ciglio destro della viabilità. Questo vincolo non consente quindi il rispetto di tale criterio sopra citato.

### 9.3.1 VERIFICHE DI VISIBILITA'

La presenza di opportune visuali libere costituisce primaria e inderogabile condizione di sicurezza della circolazione. La distanza di visuale libera è definita dalla normativa come la lunghezza del tratto di strada

che il conducente riesce a vedere davanti a sé indipendentemente dalle condizioni del traffico, atmosferiche e d'illuminazione. La distanza di visuale libera deve essere confrontata con:

- Distanza di visibilità per l'arresto, definita come lo spazio minimo necessario perché un conducente possa arrestare il veicolo in condizioni di sicurezza davanti ad un ostacolo improvviso;
- Distanza di visibilità per la manovra di sorpasso, definita come la lunghezza del tratto di strada occorrente affinché un conducente che si accinga alla manovra possa vedere un autoveicolo che sopraggiunge dalla corsia opposta in condizioni di sicurezza.

Lungo tutto il tracciato deve essere sempre garantita la distanza di visibilità per l'arresto mentre, per le strade extraurbane a unica carreggiata con doppio senso di marcia, la distanza di visibilità per il sorpasso dev'essere garantita per una conveniente percentuale di tracciato, in relazione al flusso di traffico smaltibile con il livello di servizio assegnato, in misura comunque non inferiore al 20%.

### Distanza di visibilità per l'arresto

Le DVL per l'arresto desunte dal diagramma di velocità sono state confrontate con le relative distanze di visibilità disponibili. Le verifiche sono state condotte in entrambi i sensi di marcia ed è stato necessario prevedere l'inserimento di allargamenti di piattaforma. L'allargamento della piattaforma consiste nel mantenimento della corsia di marcia come da sezione tipo e un allargamento della banchina in modo tale da aumentare lo spazio di visuale libera per l'utente.

### Distanza di visibilità per il sorpasso

Per quanto concerne la distanza di visibilità per il sorpasso, occorre ricordare che il progetto in questione riguarda l'adeguamento di una strada esistente, per cui le indicazioni del DM 05/11/2001, devono essere considerate alla stregua di obiettivi verso cui tendere, più che specifiche e vincolanti prescrizioni progettuali, ferme restando le inderogabili condizioni di sicurezza.

Sono stati adottati gli allargamenti alle seguenti progressive:

- Dalla 0+150 alla 0+350
- Dalla 0+379 alla 0+573

## 9.4 SEGNALETICA

Nel presente capitolo sono descritti i criteri del progetto della segnaletica stradale in particolare rispetto alla installazione dei dispositivi verticali ed orizzontali. Tale progetto è redatto con l'obiettivo di elevare la sicurezza stradale e la qualità di guida.

Il progetto di segnalamento fa riferimento alla normativa vigente:

- il Nuovo Codice della Strada. D.Lgs. 30 aprile 1992, n°285. Testo aggiornato in base alla Legge 286/2006 del 29.11.2006. Aggiornato al D.M. 17-12-2008, (G.U. 30-12-2008, n° 303); indica gli strumenti che l'Ente proprietario della strada deve utilizzare per un funzionale e corretto intervento sulla viabilità;

- il Regolamento di esecuzione e d'attuazione del Nuovo Codice della Strada. D.P.R. 16 Dicembre 1992 n°495, aggiornato al D.P.R. 6 marzo 2006, n°153; determina le regole per la realizzazione e la posa dei segnali;
- il Disciplinare Tecnico (D.M. 31 marzo 1995); determina invece gli standard qualitativi e tecnici delle pellicole rifrangenti che si devono obbligatoriamente utilizzare per la produzione della segnaletica verticale.

Il progetto della segnaletica è stato rappresentato negli elaborati grafici allegati. La scala di rappresentazione adottata è adeguata ai fini dell'esatta interpretazione della tipologia del segnale raffigurato e degli eventuali pannelli integrativi, ma soprattutto della ubicazione dello stesso che comprende anche l'orientamento rispetto al palo di sostegno.

#### 9.4.1 SEGNALETICA ORIZZONTALE

La segnaletica orizzontale comprende le strisce di margine e di separazione dei sensi di marcia e di corsia, le isole di traffico con relative zebra e tutti i simboli sulla pavimentazione in genere. Lo scopo della segnaletica orizzontale è di fornire una guida ottica del tracciato e deve soddisfare a precise richieste comportamentali e prestazionali in funzione del suo posizionamento.

La segnaletica orizzontale deve essere tracciata sul manto stradale in conformità al D.P.R. 16 Dicembre 1992 n°495 Paragrafo 4 (artt.137÷155) in termini di simboli, dimensioni, spessori, materiali e loro proprietà. Per l'art.137 del Regolamento: *"Tutti i segnali orizzontali devono essere realizzati con materiali tali da renderli visibili sia di giorno che di notte anche in presenza di pioggia o con fondo stradale bagnato; nei casi di elevata frequenza di condizioni atmosferiche avverse possono essere utilizzati materiali particolari"*.

In particolare, *"i segnali orizzontali devono essere realizzati con materiali antisdrucchiolevoli e non devono sporgere più di 3 mm dal piano della pavimentazione"* ed inoltre *"le caratteristiche fotometriche, colorimetriche, di antiscivolo e di durata dei materiali da usare per i segnali orizzontali, nonché i metodi di misura di dette caratteristiche, sono stabiliti da apposito disciplinare tecnico approvato con decreto del Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, da pubblicare sulla Gazzetta Ufficiale della Repubblica"*. A tale proposito si rimanda alle norme UNI EN 1436: 2008 e UNI 11154: 2006.

Per quanto riguarda il tracciato di progetto, la carreggiata, le corsie e gli svincoli dell'asta principale saranno delimitate con segnaletica orizzontale in termo spruzzato plastico con striscia longitudinale centrale discontinua e con strisce laterali continue di colore bianco, come specificato nello schema successivo.

Le caratteristiche fotometriche, colorimetriche e di resistenza al derapaggio dovranno essere conformi alle prescrizioni generali previste dalla norma UNI EN 1436/98 e a quanto riportato nelle norme tecniche del capitolato speciale d'appalto.

I colori di fornitura delle pitture devono rispondere alle seguenti tinte della scala R.A.L. (Registro colori 840 HR) e corrispondenti coordinate cromatiche:

- bianco: RAL 9016 [ x= 0,46 ; y = 0,41; illuminante = A; angolo di osservazione = 10° (secondo specifiche CIE COLORIMETRY seconda edizione, Pubblicazione 15.2.1986 )]

- giallo: RAL 1007 [  $x = 0,53$  ;  $y = 0,43$  ; illuminante = A ; angolo di osservazione =  $10^\circ$  (secondo specifiche CIE COLORIMETRY seconda edizione, Pubblicazione 15.2.1986 )].

La pittura non deve contenere alcun elemento colorante organico e non deve scolorire al sole.

#### 9.4.2 SEGNALETICA VERTICALE

La segnaletica verticale comprende segnali di pericolo, prescrizione ed indicazione ai quali è affidata la comunicazione con gli utenti della strada con il fine di scongiurare condotte scorrette ed andamenti incerti e pericolosi. A tal fine la progettazione di ogni singolo segnale stradale in termini di posizione, orientamento, materiali e simbologia deve tener conto di:

- lo spazio di avvistamento necessario per individuare il segnale, in relazione alla presenza di ostacoli od altri elementi che ostacolano il raggio visuale come, ad esempio, altra segnaletica;
- la larghezza operativa delle barriere di sicurezza;
- la presenza di barriere acustiche;
- il posizionamento dei sostegni in punti singolari che ingenerino pericolo in caso di svio.

**STRISCE LONGITUDINALI**

Art.138/142-Reg. C.d.S. (dPR 495/92)

ASTA PRINCIPALE: STRISCE DI MARGINE: 25 cm  
STRISCE DI CORSIA: 15 cm

RAMPE: STRISCE DI MARGINE: 15 cm

VIABILITÀ SECONDARIE: STRISCE DI MARGINE: 15 cm  
STRISCE DI SEPARAZIONE DEI SENSI DI MARCIA: 12 cm  
STRISCE DI CORSIA: 12 cm

Fig. II 415 Art.138-Reg. C.d.S. (dPR 495/92)

N.RIF.	TIPOLOGIA STRISCE DISCONTINUE	TRATTO	INTERVALLO	AMBITO DI APPLICAZIONE
a		4,5 m	7,5 m	Per separazione dei sensi di marcia e delle corsie di marcia - V > 110 km/h
b		3,0 m	4,5 m	Per separazione dei sensi di marcia e delle corsie di marcia - V comprese tra 60 e 110 km/h Per separazione dei sensi di marcia e delle corsie di
c		3,0 m	3,0 m	marcia - V < 60 km/h e in galleria
d		4,5 m	1,5 m	Per strisce di preavviso all'approssimarsi di una striscia continua
e		3,0 m	3,0 m	Per delimitare le corsie di accelerazione e decelerazione
f		1,0 m	1,0 m	Per strisce di margine, per interruzione di linee continue in corrispondenza di accessi laterali o di passi carrabili
g		1,0 m	1,5 m	Per strisce di guida sulle intersezioni
h		4,5 m	3,0 m	Per strisce di separazione delle corsie reversibili
				CONTINUA
				CONTINUE
				CONTINUA E DISCONTINUA

Strisce longitudinali Dpr 495/92

## 9.5 BARRIERE DI SICUREZZA

Le barriere di sicurezza sono state previste in conformità alle previsioni del D.M. 21/06/2004 in funzione della tipologia di strada e del livello di traffico.

Nell'intervento specifico sono state adottate barriere di tipo H3BL e H4BP, rispettivamente in corrispondenza dei rilevati con altezza maggiore di 1 metro e nelle opere d'arte maggiori. Nel passaggio da un tipo di barriera all'altra sono state predisposte le opportune transizioni. In corrispondenza dei punti finali sono stati invece posizionati adeguati elementi finali riconducibili al tipo di barriera utilizzata.

Si rimanda agli elaborati specifici per una migliore visione e identificazione del posizionamento delle barriere di sicurezza.

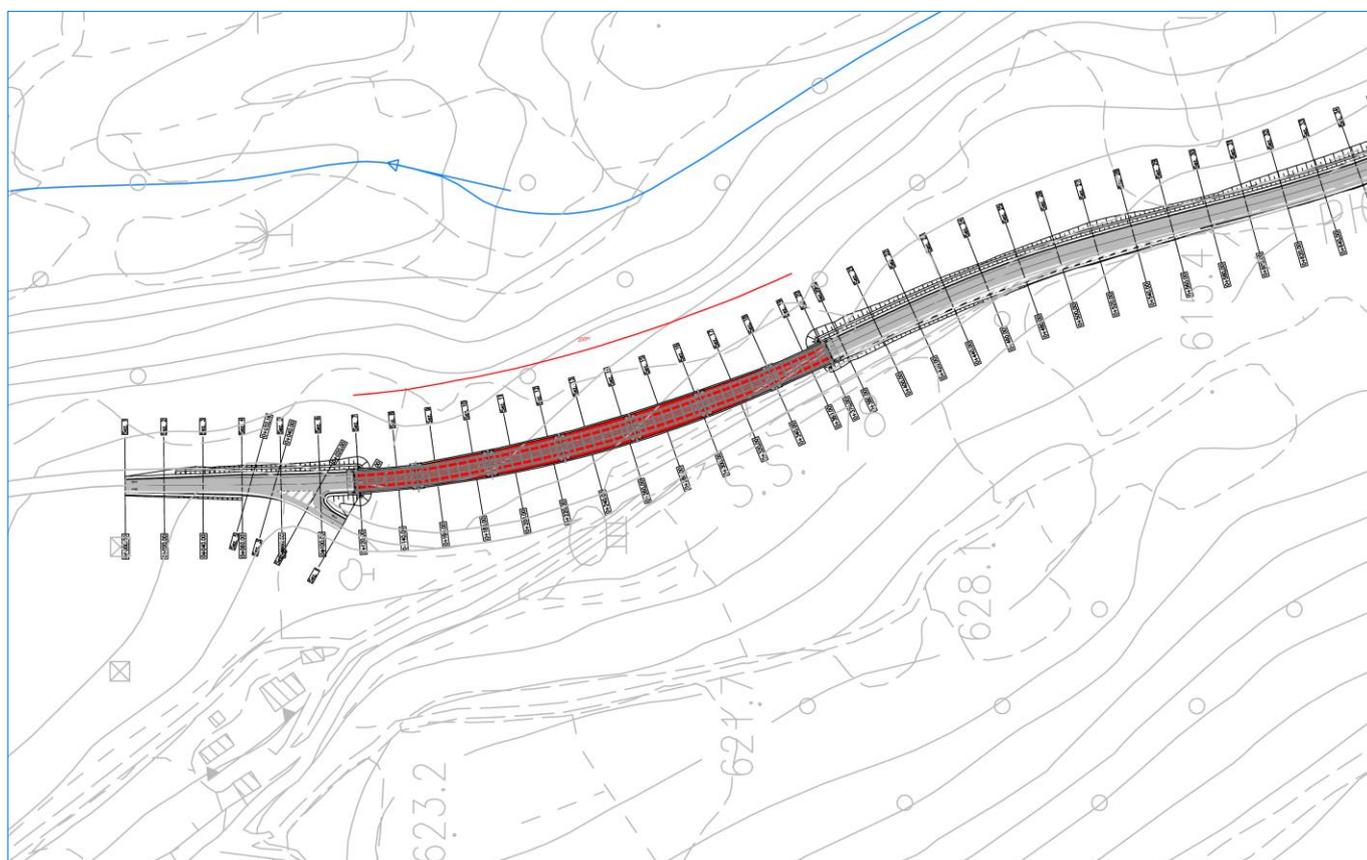
## 10 LE OPERE STRUTTURALI

Il progetto in esame si caratterizza nel tratto iniziale (AP01, Ap02 e relativi svincoli da opere di ridotta importanza (essenzialmente muri a gravità e tombinature) idrauliche. Sul secondo tratto invece sono presenti sia due lunghi viadotti in struttura mista che un tratto di terre rinforzate (anche di significativa altezza) parzialmente fondate su una ciabatta in cemento armato su pali, nel tratto di attraversamento del corpo franoso censito.

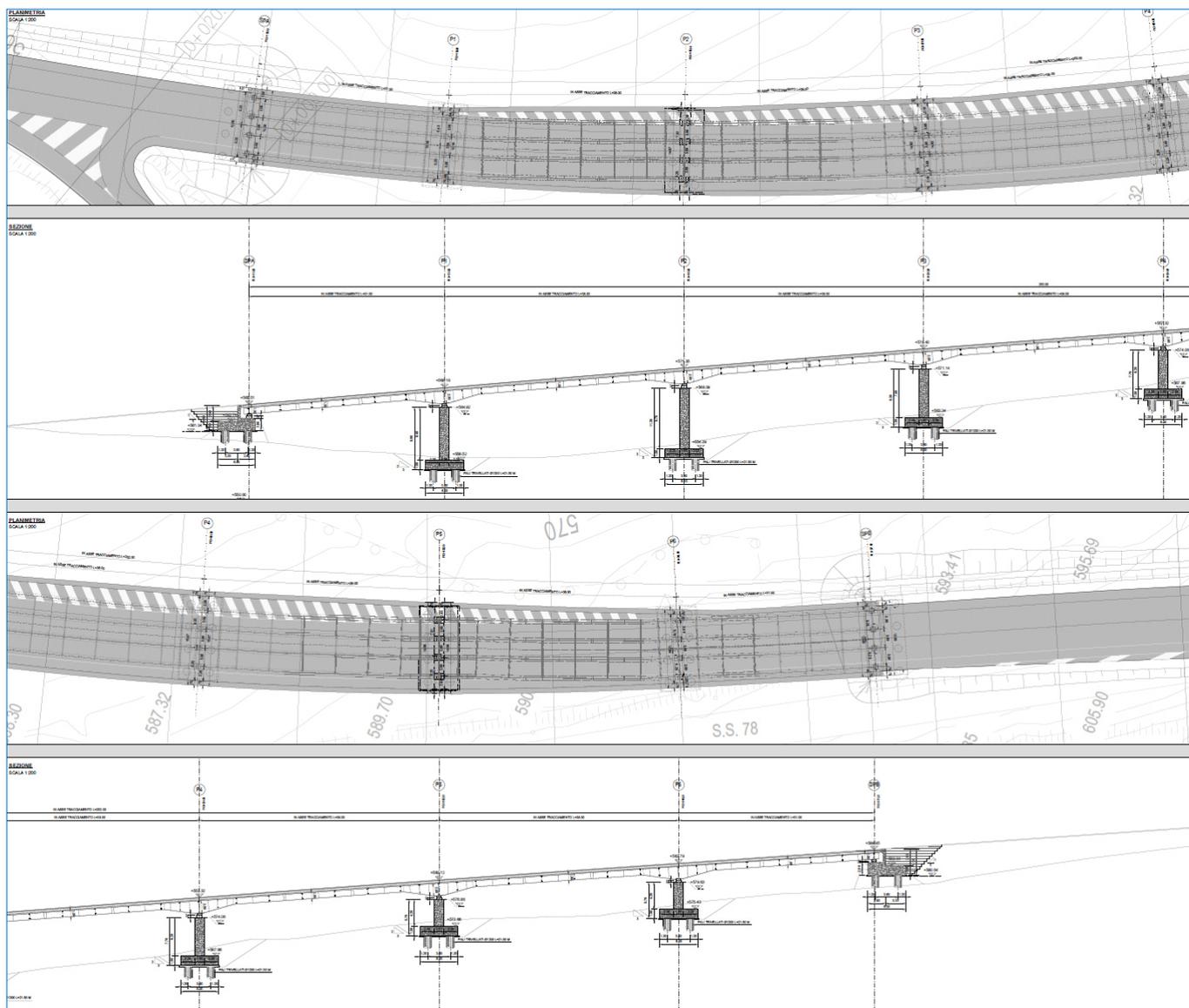
### 10.1 I VIADOTTI

#### 10.1.1 VIADOTTO 01

Il progetto in esame prevede la realizzazione, nel secondo tratto di intervento, del **Viadotto VI01**, di lunghezza pari a 250m, realizzato a valle dell'attuale sedime viario per la rettifica del tracciato.



Il nuovo tracciamento ha previsto la realizzazione di un viadotto a n.7 campate di estensione complessiva pari a 250m (estensione misurata in asse appoggi spalla).



L'impalcato è previsto realizzato a struttura mista acciaio-calcestruzzo

In particolare si prevede la realizzazione di un impalcato a 4 travi di altezza variabile (massima in corrispondenza della pila) con trasversi di tipo torsio-rigido.

Le travi seguono di fatto l'andamento della soletta (pendenze longitudinali e trasversali variabili lungo il tracciato) evitando di generare massetti delle pendenze.

La soletta in c.a. (gettata su predelle tralicciate autoportanti) ha uno spessore di 27cm (20cm di getto in opera e 7 cm di predelle all'interno delle quali verranno altresì annegate le armature di calcolo trasversali della soletta).

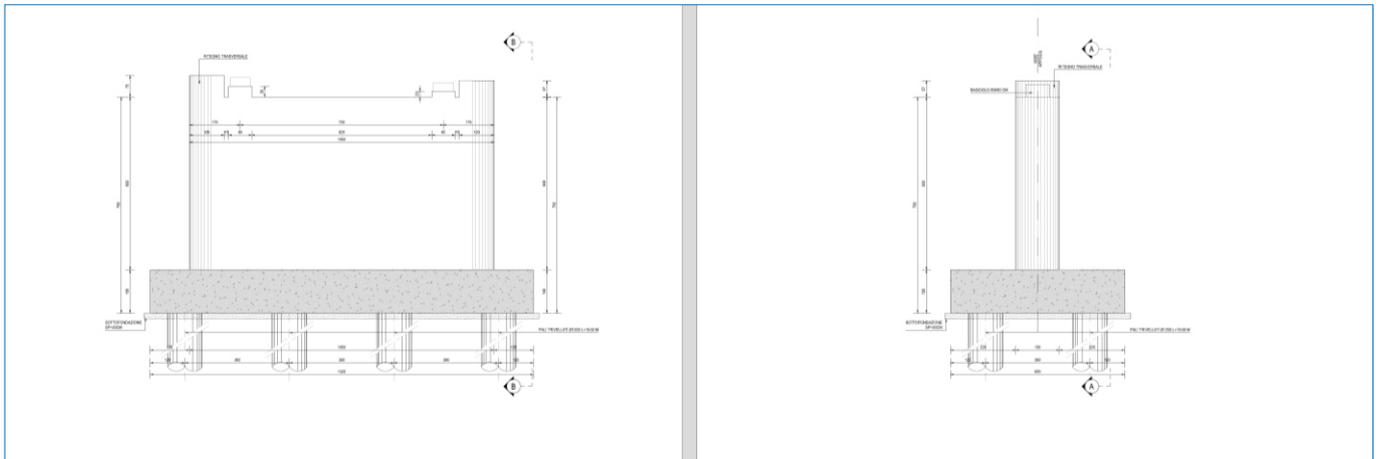
La finitura laterale è prevista realizzata mediante velette in c.a. di altezza pari a 100cm che assicurano anche il mascheramento di sottoservizi e collettori idraulici ove presenti.

I cordoli laterali (dimensionati per assicurare la tenuta all'urto) sono stati previsti di spessore pari a 75cm (misura adatta a qualsiasi tipo di dispositivo commerciale)

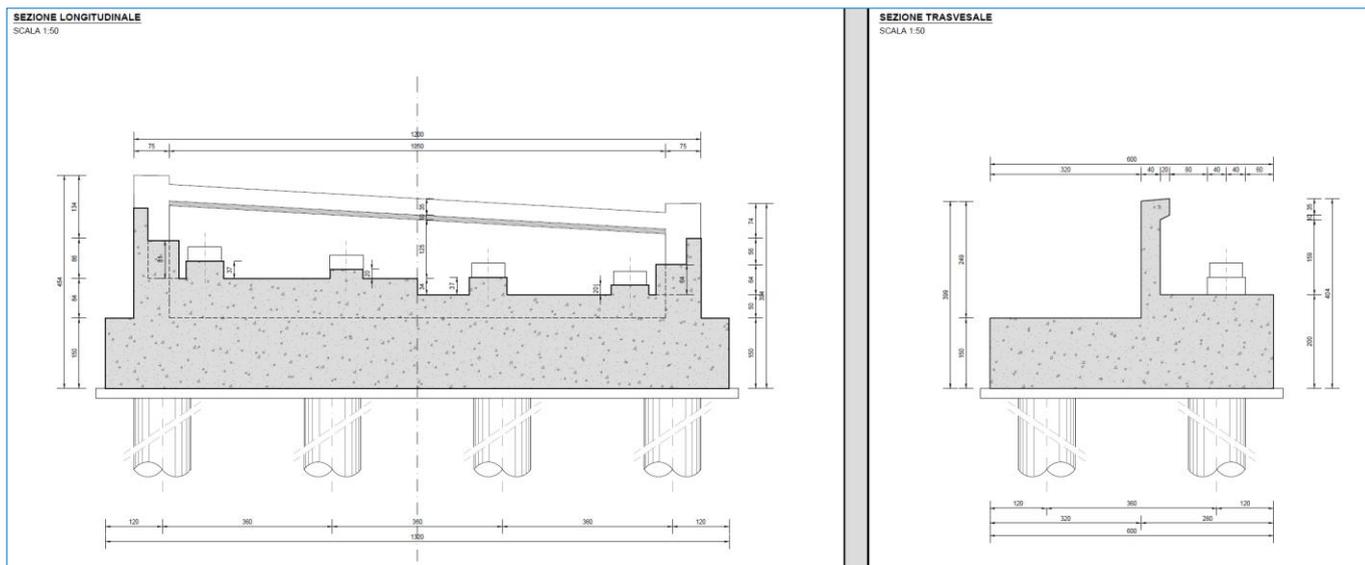
Il collegamento fra impalcato e sottostrutture è assicurato da isolatori elastomerici che assicurano una elevata protezione antisismica delle strutture e si caratterizzano per l'assenza di elementi soggetti a plasticizzazione (ad esempio il nucleo in piombo) il che riduce sensibilmente i costi di manutenzione. Sulle spalle è previsto l'alloggiamento di idonei dispositivi di giunto in grado di assorbire sia gli spostamenti longitudinali che quelli trasversali.



La pila è prevista realizzata con fusto a pianta rettangolare (sezione resistente) rifinito alle estremità con smussature circolari. La larghezza è pari a 150cm. Gli appoggi sono previsti alloggiati su appositi baggioli, mentre lateralmente sono previsti appositi elementi di ritegno che hanno anche la funzione di mascherare alla vista gli apparecchi di appoggio.



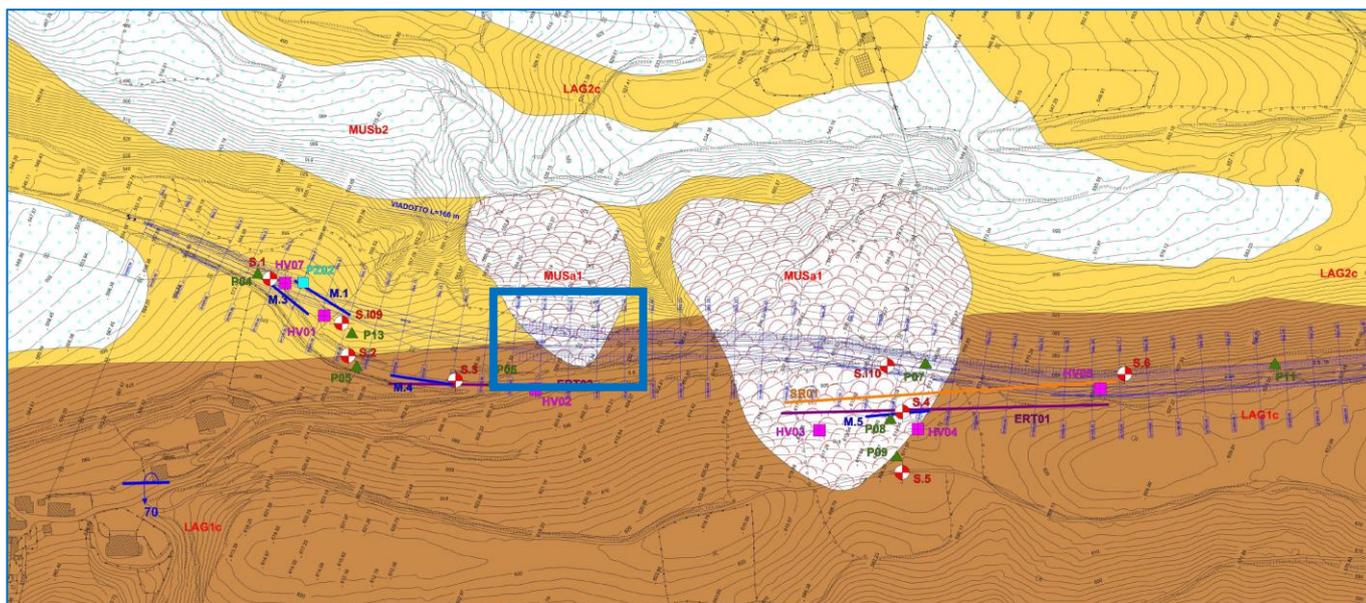
Le spalle sono previste integralmente mascherate all'interno del rilevato stradale con impalcato di fatto direttamente poggiato sulla ciabatta di fondazione



La transizione rilevato spalla è prevista realizzata con un rinfilco in misto cementato di spessore via via crescente realizzato per strati contestualmente al rilevato stradale

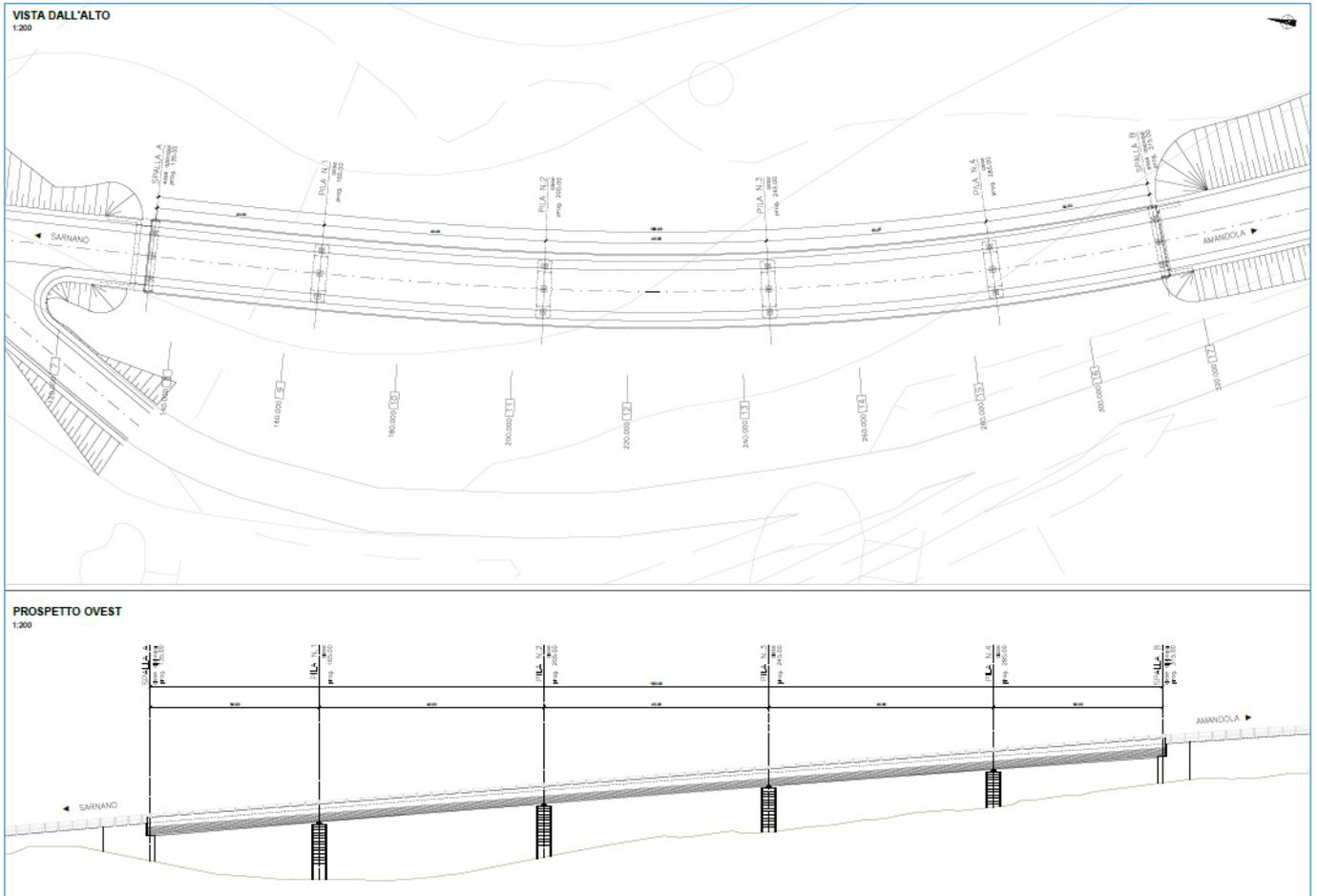
Le opere risultano fondate su pali Ø1200 (nella prima parte realizzate con lamierino a perdere per minimizzare gli scarichi sul rilevato ed evitare fenomeni di attrito negativo)

Il progetto definitivo non prevede significative modifiche all'opera d'arte (già individuata in sede di progettazione preliminare). La stessa risulta di fatto esclusivamente allungata di due campate lato sud per consentire il superamento di un corpo di frana presente proprio immediatamente a monte della spalla del viadotto identificata nella sua configurazione di progetto preliminare



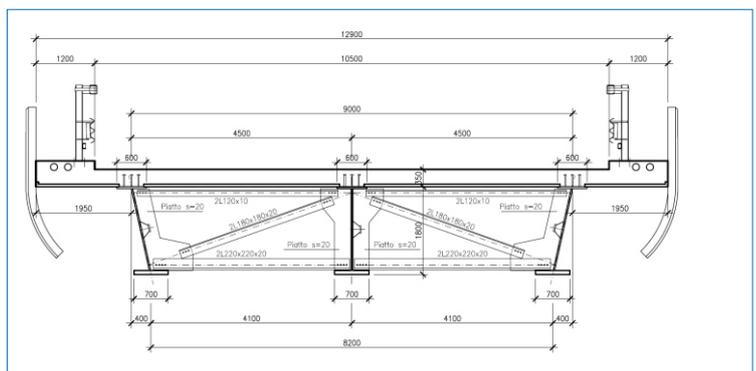
Il superamento della frana in viadotto rende di fatto l'opera non interferente con i fenomeni di dissesto idrogeologico assicurando elevata durabilità all'opera e minimizzazione degli interventi di manutenzione a carico di ANAS oltre che assicurare maggiore sicurezza all'esercizio viario anche in caso di eventi sismici o meteorologici avversi.

Qui a seguire si riporta la vista di insieme dell'opera

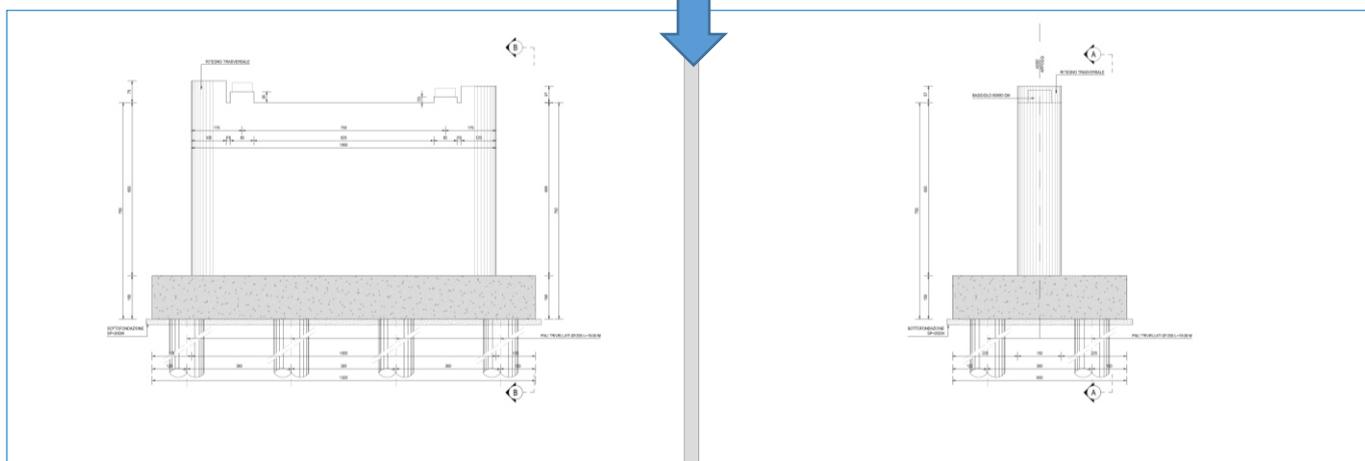
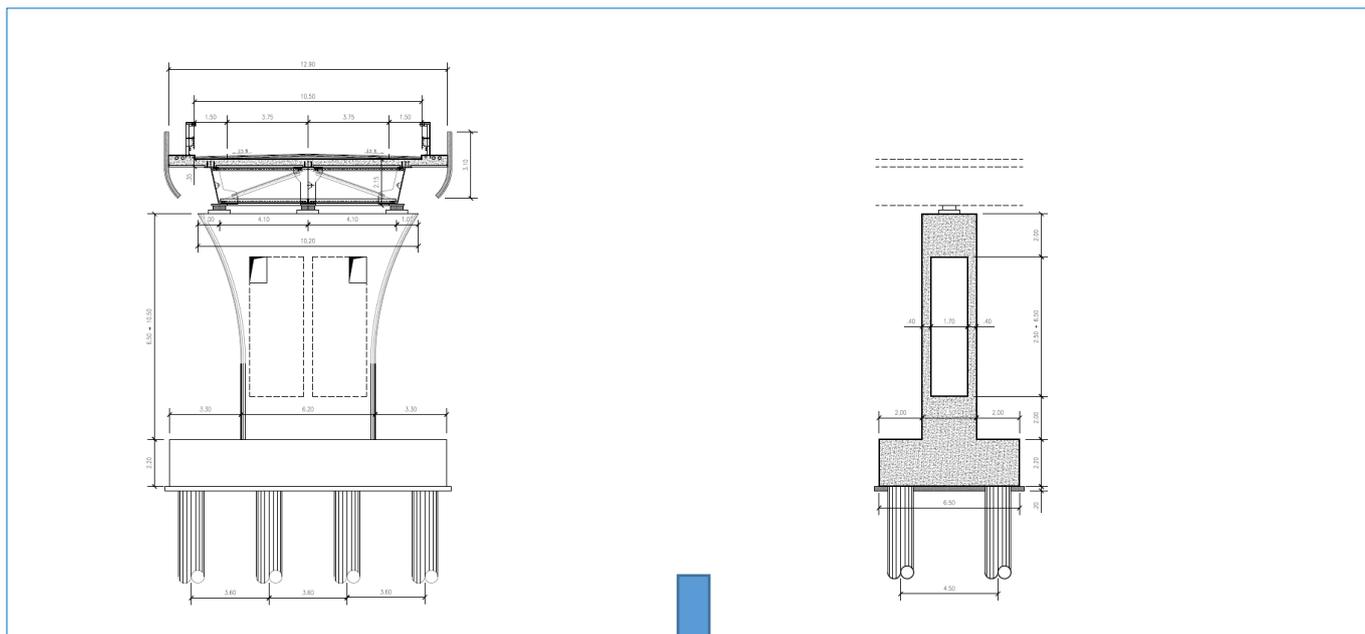


A fronte di luci centrali di 40m e luci di riva di 30m il progetto definitivo prevede luci esterne leggermente più ampie (31m) e luci centrali leggermente più corte (38m) così da avere un miglior bilanciamento dei momenti.

Rispetto poi alle previsioni di progetto di fattibilità tecnico economico è stata privilegiata una trave ad altezza variabile (massima in pila e più bassa in campata e alle estremità) con rapporti di snellezza elevati (1/30 in mezzeria delle campate centrali)



Le pile erano previste nel progetto preliminare di forma svasata in senso trasversale ma di larghezza costante con spessore pari a 2.50m



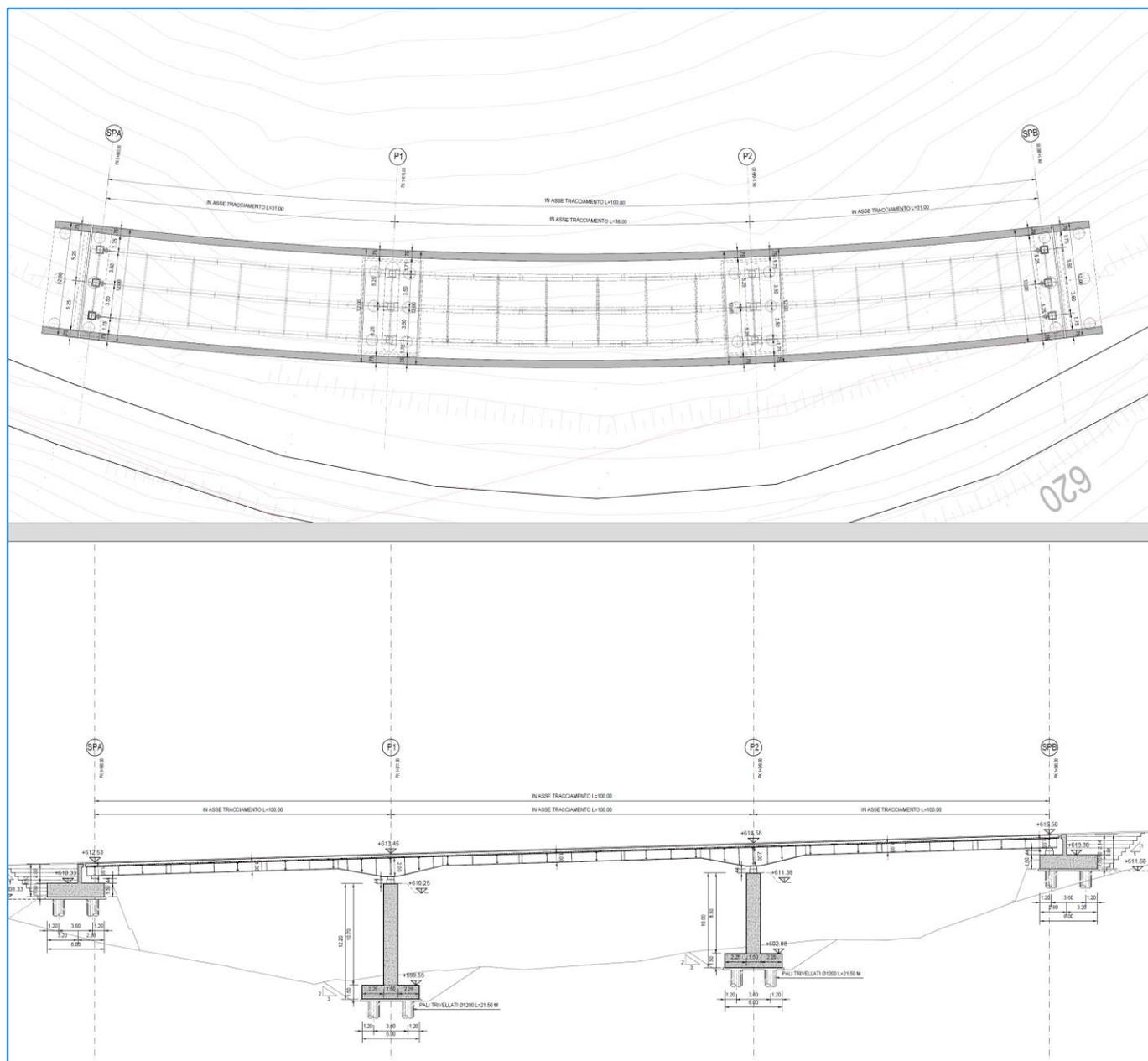
Come si nota nel raffronto (anche in considerazione della maggior larghezza dell'impalcato connessa agli allargamenti per la visibilità). Nel progetto definitivo si è privilegiata una pila setto più snella (larghezza pari a 150cm) con finitura laterale circolare. Lateralmente la pila presenta delle sopraelevazioni in sommità utili a mascherare alla vista gli apparecchi di appoggio

### 10.1.2 VIADOTTO 02

Il progetto in esame prevede la realizzazione, nel secondo tratto di intervento, del **Viadotto VI02**, di lunghezza pari a 250m, realizzato a valle dell'attuale sedime viario per la rettifica del tracciato.



Il nuovo tracciamento ha previsto la realizzazione di un viadotto a n.3 campate di estensione complessiva pari a 100m (estensione misurata in asse appoggi spalla).



L'impalcato è previsto realizzato a struttura mista acciaio-calcestruzzo

In particolare si prevede la realizzazione di un impalcato a 3 travi di altezza variabile (massima in corrispondenza della pila) con trasversi di tipo torsio-rigido.

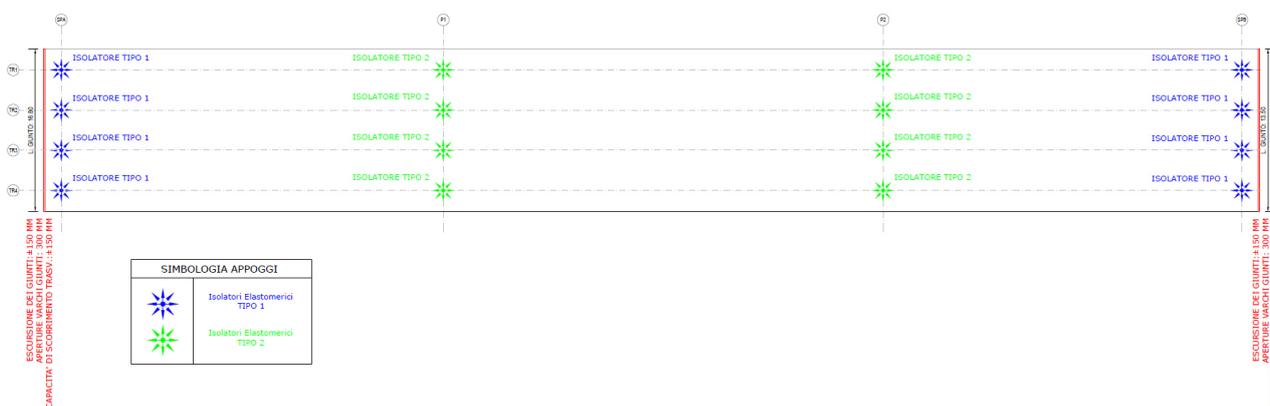
Le travi seguono di fatto l'andamento della soletta (pendenze longitudinali e trasversali variabili lungo il tracciato) evitando di generare massetti delle pendenze.

La soletta in c.a. (gettata su predelle tralicciate autoportanti) ha uno spessore di 27cm (20cm di getto in opera e 7 cm di predelle all'interno delle quali verranno altresì annegate le armature di calcolo trasversali della soletta).

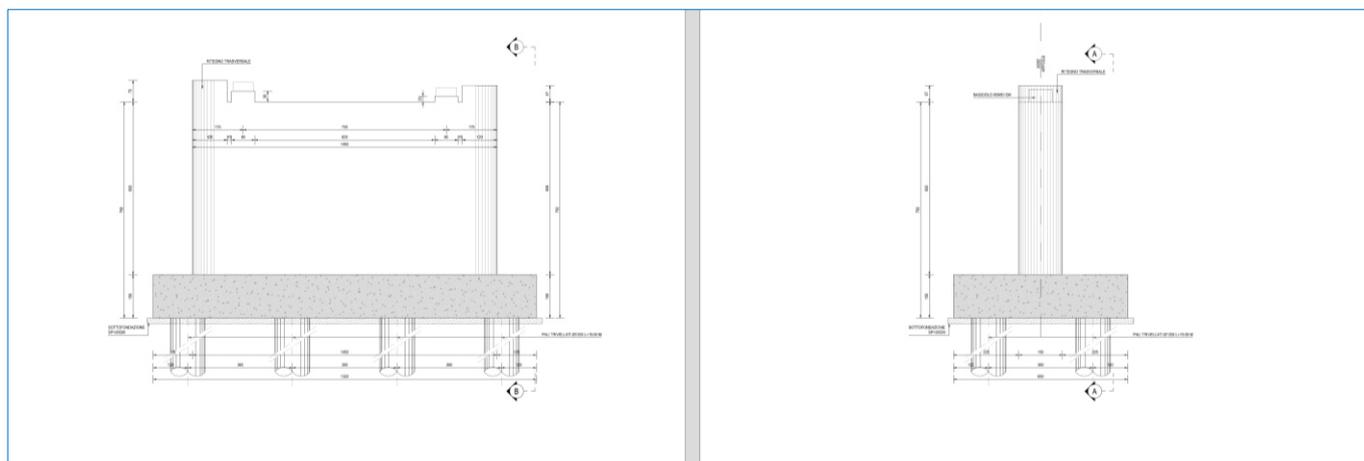
La finitura laterale è prevista realizzata mediante velette in c.a. di altezza pari a 100cm che assicurano anche il mascheramento di sottoservizi e collettori idraulici ove presenti.

I cordoli laterali (dimensionati per assicurare la tenuta all'urto) sono stati previsti di spessore pari a 75cm (misura adatta a qualsiasi tipo di dispositivo commerciale)

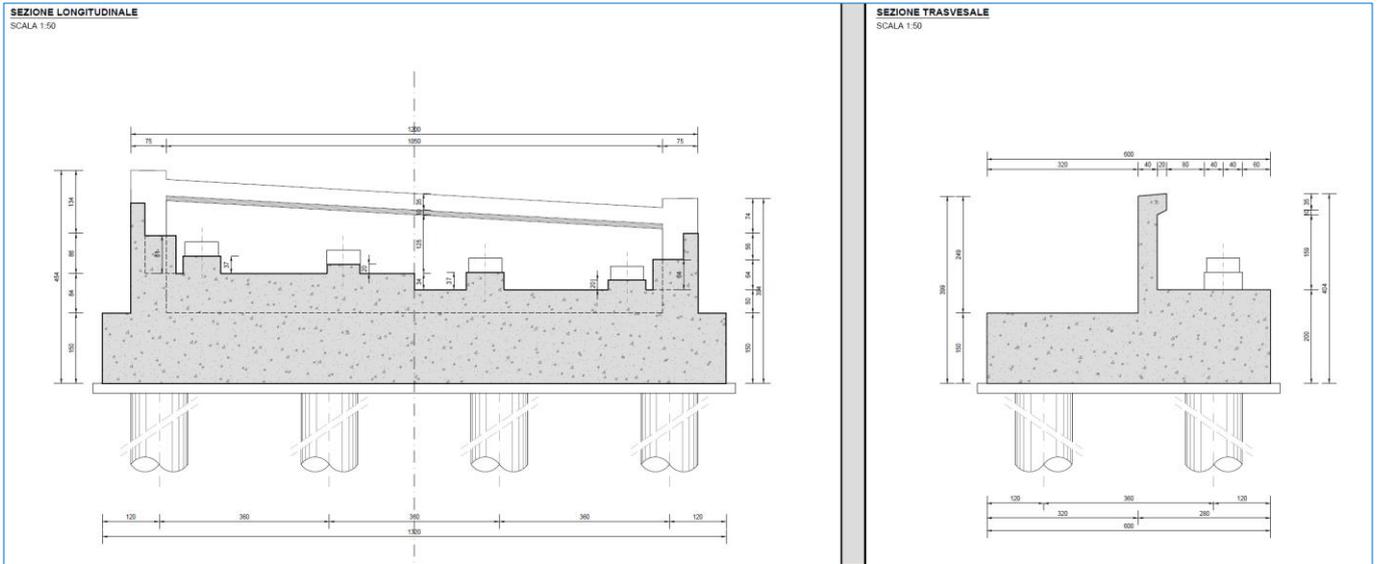
Il collegamento fra impalcato e sottostrutture è assicurato da isolatori elastomerici che assicurano una elevata protezione antisismica delle strutture e si caratterizzano per l'assenza di elementi soggetti a plasticizzazione (ad esempio il nucleo in piombo) il che riduce sensibilmente i costi di manutenzione. Sulle spalle è previsto l'alloggiamento di idonei dispositivi di giunto in grado di assorbire sia gli spostamenti longitudinali che quelli trasversali.



La pila è prevista realizzata con fusto a pianta rettangolare (sezione resistente) rifinito alle estremità con smussature circolari. La larghezza è pari a 150cm. Gli appoggi sono previsti alloggiati su appositi baggioli, mentre lateralmente sono previsti appositi elementi di ritegno che hanno anche la funzione di mascherare alla vista gli apparecchi di appoggio.



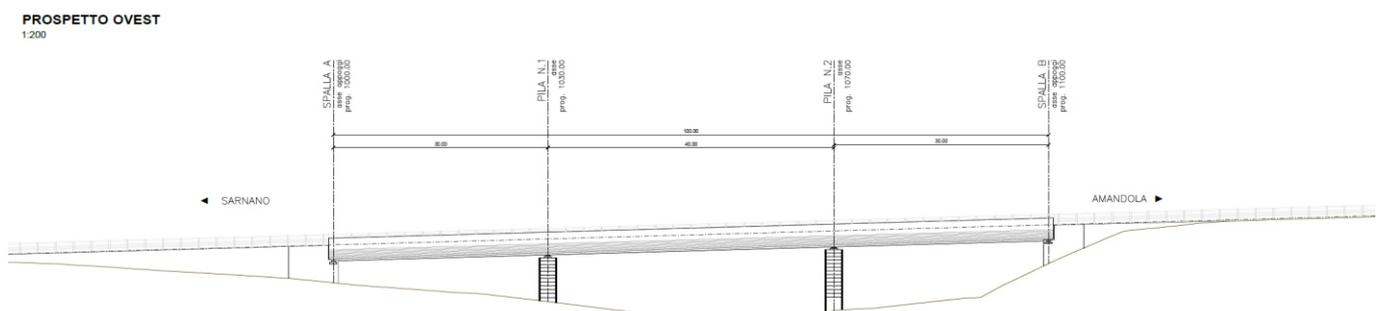
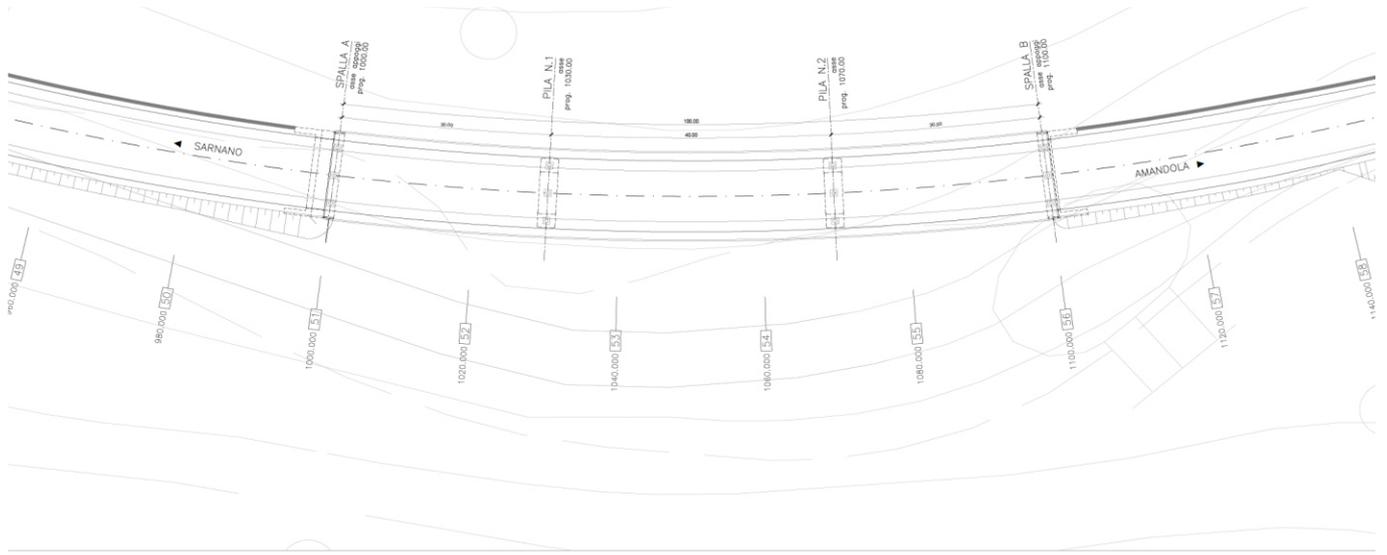
Le spalle sono previste integralmente mascherate all'interno del rilevato stradale con impalcato di fatto direttamente poggiato sulla ciabatta di fondazione



La transizione rilevato spalla è prevista realizzata con un rinfianco in misto cementato di spessore via via crescente realizzato per strati contestualmente al rilevato stradale

Le opere risultano fondate su pali Ø1200 (nella prima parte realizzate con lamierino a perdere per minimizzare gli scarichi sul rilevato ed evitare fenomeni di attrito negativo)

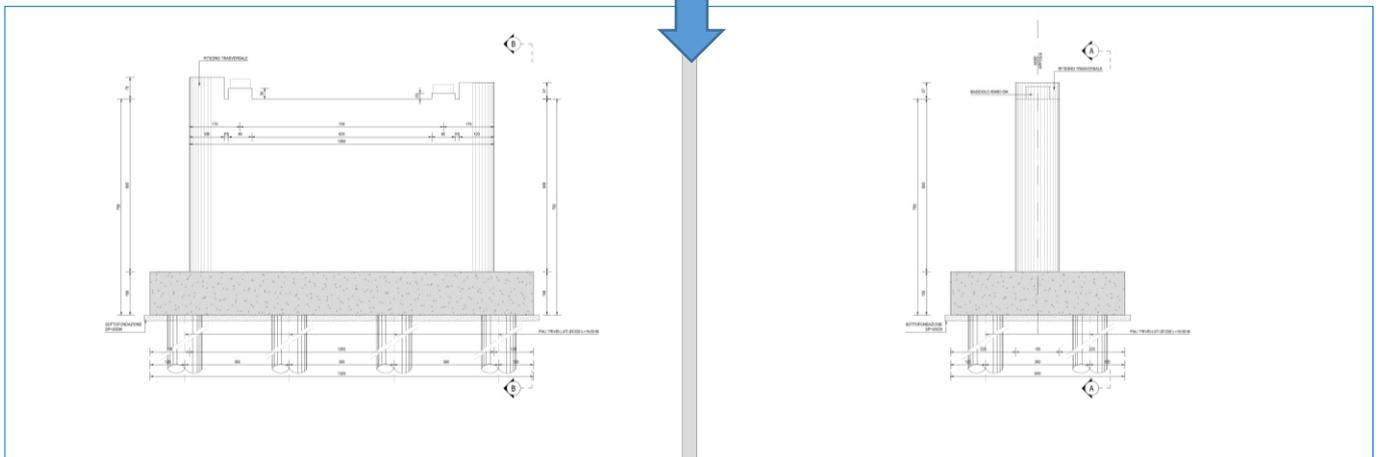
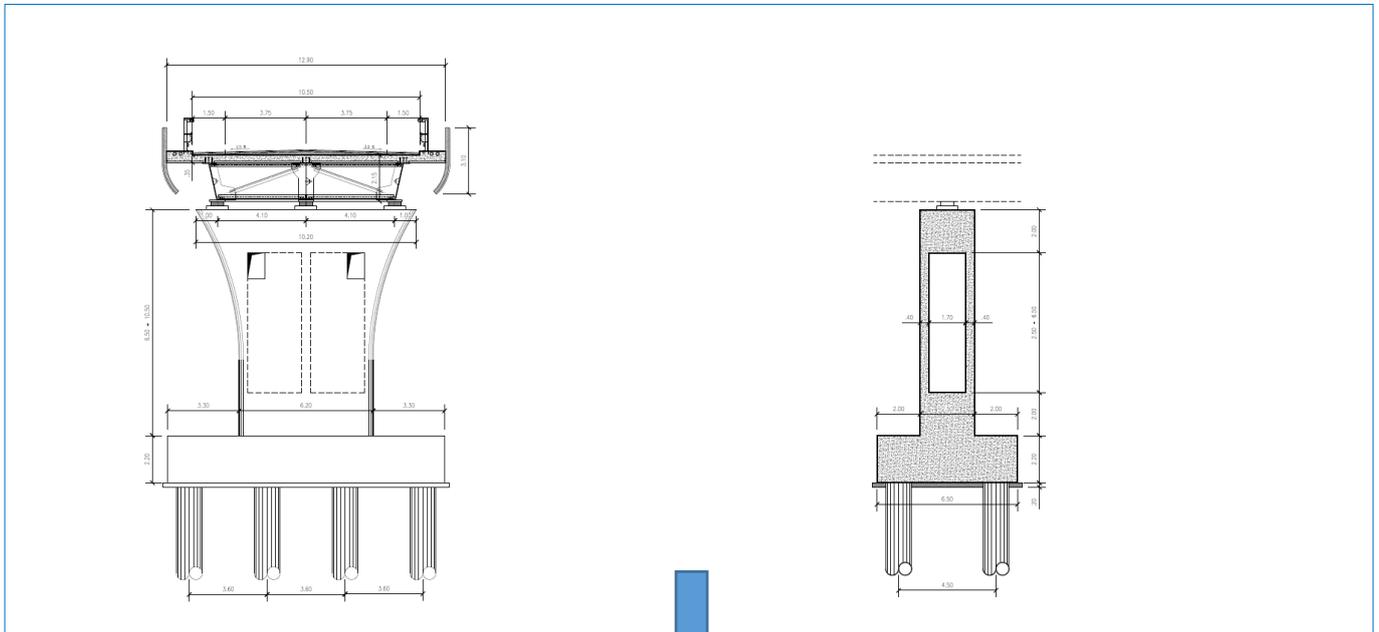
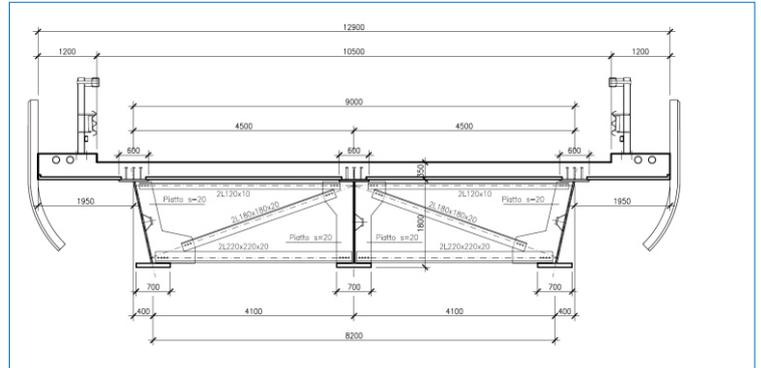
Il progetto definitivo non prevede significative modifiche all'opera d'arte (già individuata in sede di progettazione preliminare). Qui a seguire si riporta la vista di insieme dell'opera



A fronte di luci centrali di 40m e luci di riva di 30m il progetto definitivo prevede luci esterne leggermente più ampie (31m) e luci centrali leggermente più corte (38m) così da avere un miglior bilanciamento dei momenti flettenti soprattutto in corrispondenza della pila centrale.

Rispetto poi alle previsioni di progetto di fattibilità tecnico economico è stata privilegiata una trave ad altezza variabile (massima in pila e più bassa in campata e alle estremità) con rapporti di snellezza elevati (1/30 in mezzeria delle campate centrali)

Le pile erano previste nel progetto preliminare di forma svasata in senso trasversale ma di larghezza costante con spessore pari a 2.50m



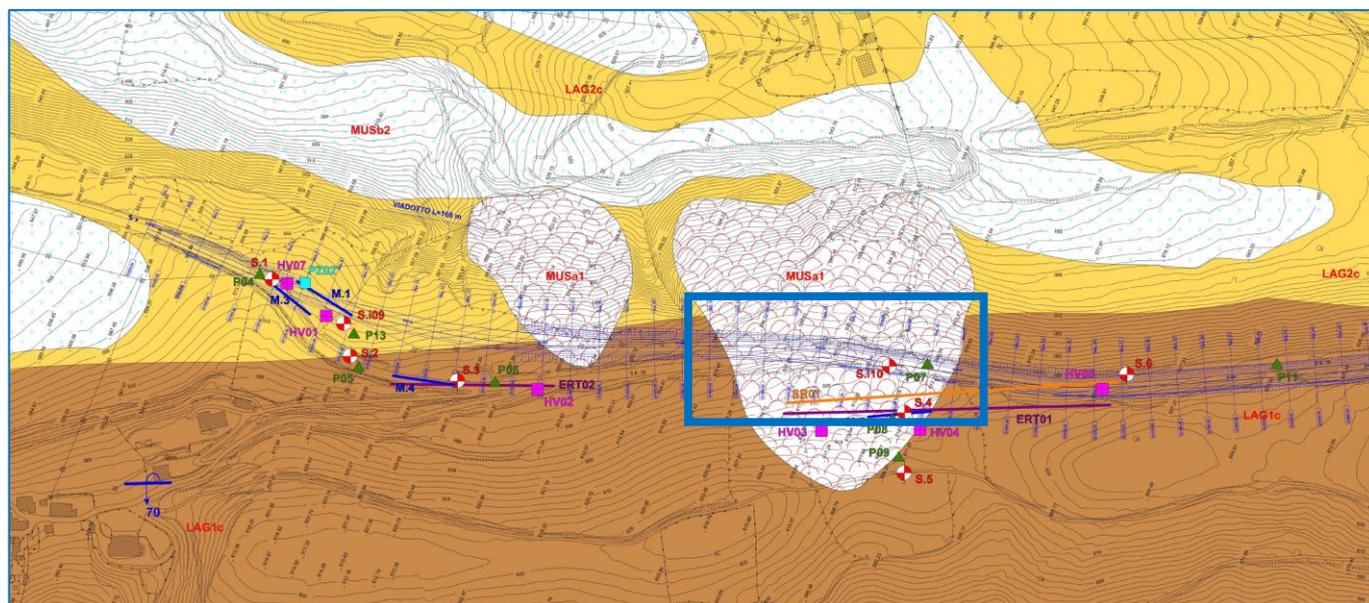
Come si nota nel raffronto (anche in considerazione della maggior larghezza dell'impalcato connessa agli allargamenti per la visibilità). Nel progetto definitivo si è privilegiata una pila setto più snella (larghezza pari a 150cm) con finitura laterale circolare. Lateralmente la pila presenta delle sopraelevazioni in sommità utili a mascherare alla vista gli apparecchi di appoggio

## 10.2 LE OPERE DI SOSTEGNO

### 10.2.1 IL MURO IN TERRA RINFORZATA

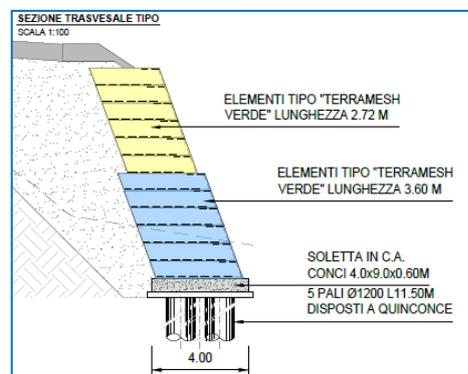
I rilievi topografici di dettaglio eseguiti in fase di progettazione definitiva hanno mostrato per il tratto 2 una forte pendenza della scarpata esistente lato valle tale da rendere molto difficoltosa la realizzazione di un rilevato con tradizionali scarpate 3/2.

In aggiunta nella zona ricompresa tra i 2 viadotti è censita una frana di spessore anche significativo (fino a circa 8m), caratterizzata da un'elevata estensione longitudinale



A fronte di queste considerazioni il progetto definitivo ha previsto la realizzazione di un lungo muro in terra rinforzata rinverdire sul lato di valle così da garantire sia una maggior resistenza nei confronti della stabilità del rilevato (grazie alla presenza dei teli di rinforzo) sia una miglior resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Nel tratto in frana tale opera flessibile è prevista comunque poggiata su una platea in cemento armato a sua volta fondata su pali di grande diametro opportunamente distanziati per non alterare la circolazione episupeficiale delle acque



### 10.2.2 I MURI A GRAVITÀ

Nella tratta n.01 è prevista la realizzazione di n.3 tratte di muri a gravità a contenimento delle trincee e salvaguardia del territorio limitrofo. I muri sono stati previsti con paramento verticale rivestito in pietra locale a spacco.

### 10.3 LE OPERE IDRAULICHE

---

Per il corretto smaltimento delle acque della tratta n.1 è stato necessario prevedere l'inserimento di n.2 tombini scatolare di luce interna 3x2m e di n.2 tombini circolari Ø1500.

Per tutti è stato previsto il ricorso a elementi in c.a.v. prefabbricati.

Inoltre gli imbocchi e gli sbocchi sono sempre previsti realizzati con gabbionate per minimizzare l'impatto paesaggistico.

Nella tratta 2 non sono necessarie opere di attraversamento idraulico.

## 11 IL PROGETTO IDRAULICO

Il quadro conoscitivo di riferimento per la caratterizzazione idrologica e idraulica dell'area di intervento e la definizione delle aree di pericolosità sono il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) dell'ex Autorità di Bacino regionale Marche ed il Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A.) del Distretto Idrografico dell'Appennino Centrale (DICEMBRE 2021).

L'area di intervento ricade nell'UOM ITR111 - Bacino Regionale Marche.

L'analisi idrologica è stata sviluppata nelle seguenti fasi:

- individuazione del reticolo idrografico;
- delimitazione dei bacini afferenti agli impluvi e caratterizzazione morfologica in ambiente GIS;
- analisi pluviometrica adottando i parametri della regionalizzazione delle piogge intense;
- calcolo delle portate massime al colmo con il metodo razionale.

Sulla base dei parametri stimati i manufatti idraulici di attraversamento sono stati verificati per portate al colmo di pieni corrispondenti a 200 anni di tempo di ritorno.

I fossi di guardia sono stati verificati per portate corrispondenti a 50 anni di tempo di ritorno.

Gli elementi di drenaggio del corpo stradale sono stati verificati per portate corrispondenti a 25 anni di tempo di ritorno.

### 11.1 INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il progetto idraulico è stato sviluppato nel rispetto della vigente normativa di riferimento nazionale e regionale:

- Norme Tecniche per le Costruzioni
  - D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni NTC 2018;
  - Circolare n.7 del 21.01.2019 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM.17.01.2018.
- D. Lgs 152/06 art. 113: "Acque meteoriche di dilavamento e acque di prima pioggia" e successive modifiche;
- R.D. n.523/1904;
- R.D.L. n.3267/1923;
- L.R. 5/2006
- D.A.C.R. 26 gennaio 2010, n.145 "Piano di Tutela delle Acque";
- D.G.R. N.53/2014 L.R. 23 novembre 2011 n. 22 – "Norme in materia di riqualificazione urbana sostenibile e assetto idrogeologico. – Art. 10 comma 4 – Criteri, modalità e indicazioni tecnico-operative per la redazione della verifica di compatibilità idraulica degli strumenti di pianificazione territoriale e per l'invarianza idraulica delle trasformazioni territoriali"
- Aggiornamento del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) - Aggiornamento 2016

- Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

## 11.2 VERIFICA DI COMPATIBILITÀ CON I PIANI DI BACINO

La zona oggetto di studio rientra nell'ambito territoriale di competenza dell'Autorità Distrettuale dell'Appennino Centrale, nell'UOM ITR111 – Bacino Regionale Marche.

È stata verificata l'attuabilità dell'intervento secondo quanto stabilito dal Piano di Assetto idrogeologico (PAI) che, ai sensi della L. 365/2000, ha valore di piano sovraordinato a tutti i piani territoriali che ne recepiscono ed attuano le disposizioni.

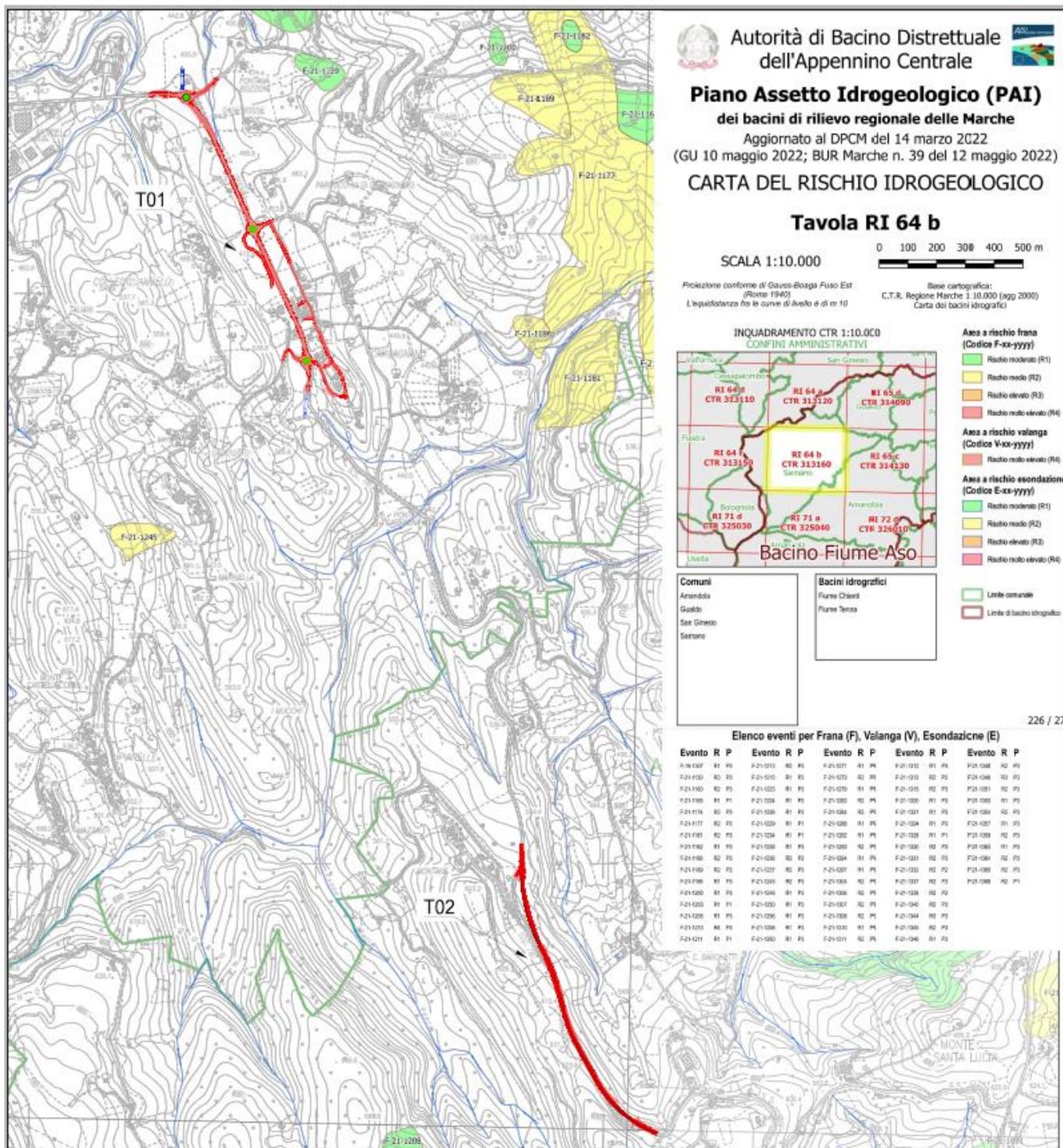
Il Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale è stato approvato con Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004 pubblicata sul supplemento n. 5 al BUR n. 15 del 13/02/2004 e costituisce, ad oggi, il PAI vigente.

Successivamente all'approvazione del Piano di Assetto Idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale sono stati approvati degli atti che modificano parte degli elaborati allegati al PAI di cui alla Deliberazione di Consiglio Regionale n. 116 del 21/01/2004.

Con DCI n° 68 del 08/08/2016 e' stato approvato, in prima adozione, l'Aggiornamento 2016 al PAI.

Con DGR n° 982 del 08/08/2016 sono state approvate le misure di salvaguardia.

Con DPCM del 14/03/2022 è avvenuta l' "Approvazione del Piano stralcio di bacino per l'assetto idrogeologico (PAI) dei bacini di rilievo regionale delle Marche (P.A.I.) - Aggiornamento 2016".

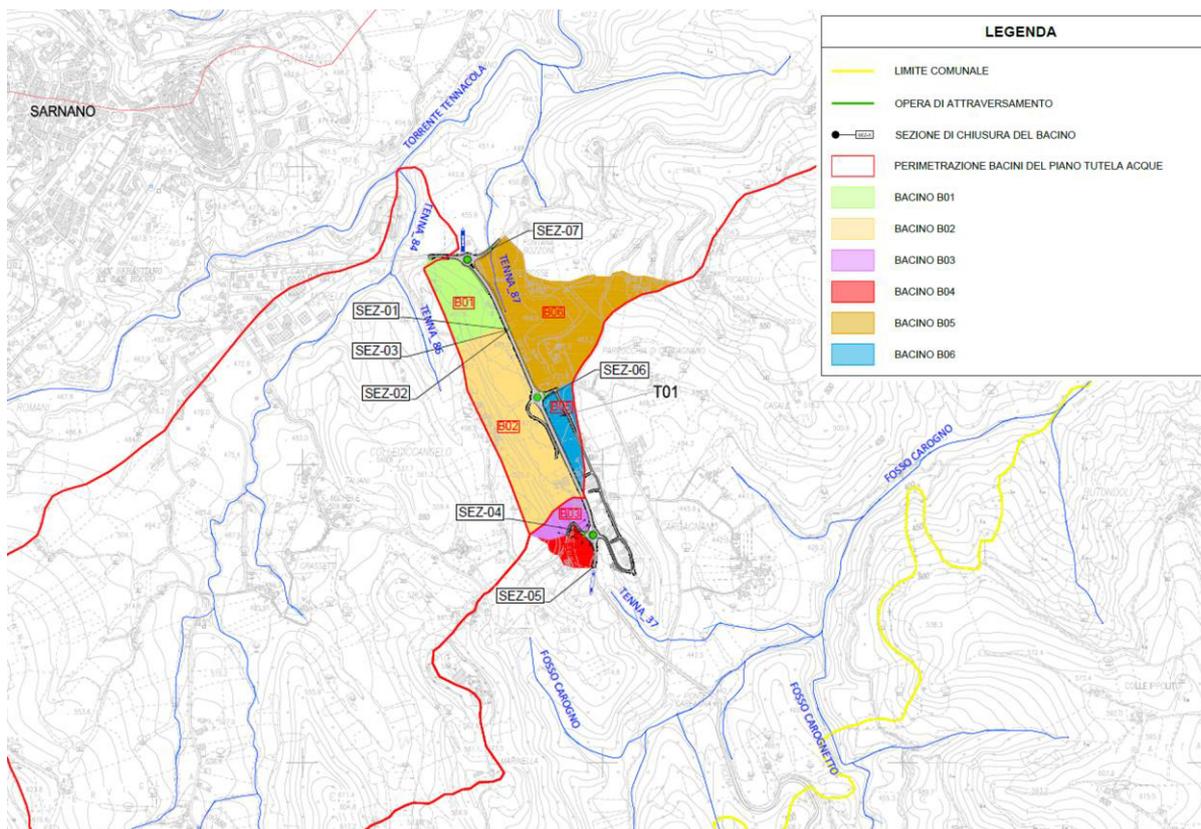


Il tracciato di progetto non ricade in aree a pericolosità e rischio idraulico.

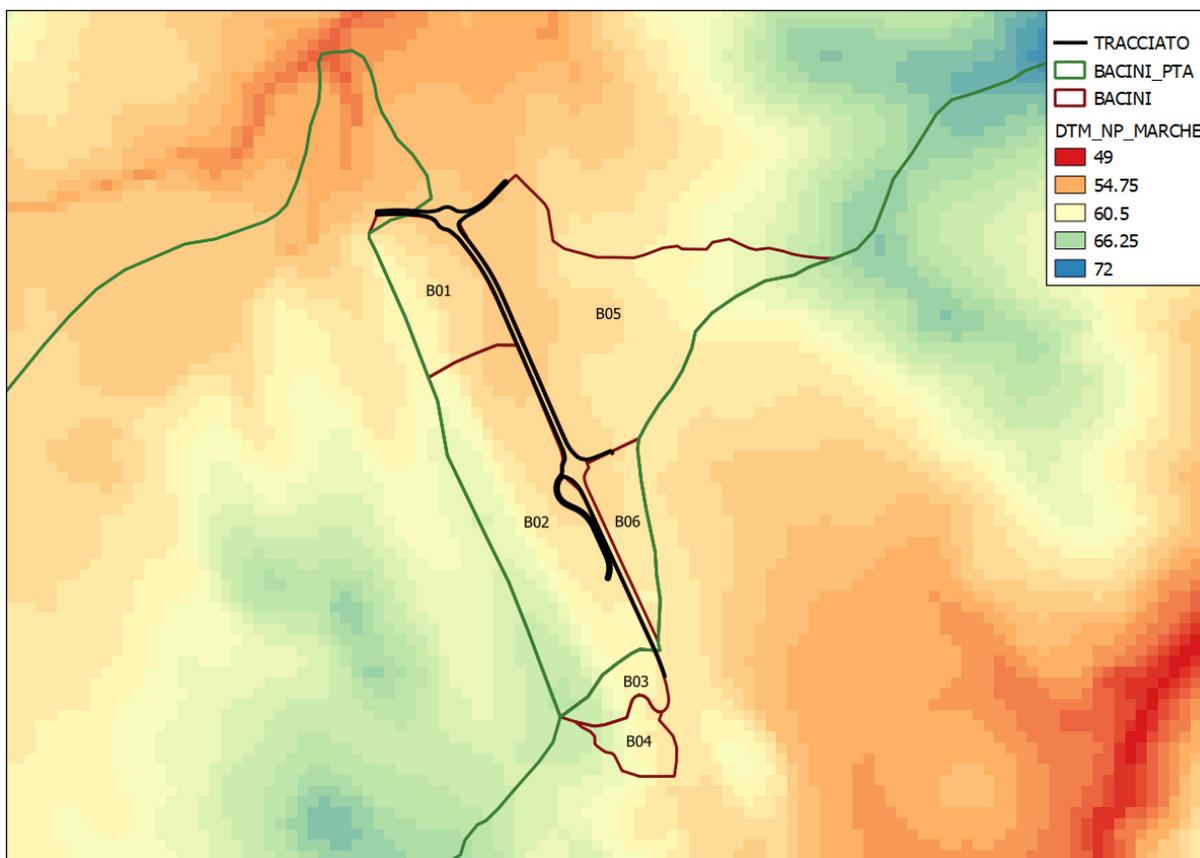
L'intervento non è dunque soggetto alle prescrizioni delle Norme di Attuazione del PAI.

### 11.3 CARATTERIZZAZIONE DEI BACINI IDROGRAFICI

Per caratterizzare la rete idrografica, individuare i limiti dei bacini, delineati a partire dalle sezioni di interesse, sono stati utilizzati il modello digitale del terreno di risoluzione pari a 20 m della Regione Marche, la Carta Tecnica Regionale, i rilievi in situ e i dati disponibili sul Geoportale Regionale.



Una volta definiti i bacini è stato possibile individuarne, mediante elaborazioni in ambiente GIS, le principali caratteristiche morfologiche, fisiche ed idrologiche.



## 11.4 PLUVIOMETRIA

Per verificare se le opere di progetto siano compatibili con le forzanti esterne agenti sul bacino imbrifero bisogna valutare la quantità di acqua transitante attesa. Tale computo risulta tuttavia non banale in quanto il carattere aleatorio della grandezza indagata e la presenza, non sempre verificata, di misurazioni storiche con un campione di dati non sufficientemente numeroso rende necessario il ricorso ad analisi statistiche.

Nella pratica idrologica la stima delle portate di piena di assegnato tempo di ritorno viene seguita a partire dalle piogge intense della medesima frequenza. Queste piogge, alla scala puntuale, vengono rappresentate con relazioni dette Linee Segnalatrici di Possibilità Pluviometrica (LSPP), da un punto di vista matematico esprimibili con la seguente legge di potenza:

$$h = at^n$$

Per la caratterizzazione pluviometrica dell'area si è fatto riferimento allo studio condotto dalla fondazione CIMA per conto del dipartimento della Protezione Civile della Regione Marche dal titolo "La modellazione e definizione delle grandezze idrologiche utili alla progettazione per la messa in sicurezza strutturale e non strutturale del reticolo idrografico principale della Regione Marche" e, in particolare, la parte "Regionalizzazione delle precipitazioni intense" (Savona, 12/05/2016- pubblicato sul sito ufficiale della Protezione Civile delle Marche).

Tramite l'analisi statistica regionale delle precipitazioni massime annuali per le durate da 1 a 24 ore, lo studio arriva a definire la Linea Segnalatrice di Possibilità Pluviometrica (LSPP) in funzione del tempo di ritorno T [anni] e della durata di pioggia d [ore]:

$$H(d, T) = 0,5711 \left[ 5,0286 \left( -\ln \left( \frac{T-1}{T} \right) \right)^{-0,0524} - 4,1950 \right] \cdot ad^n$$

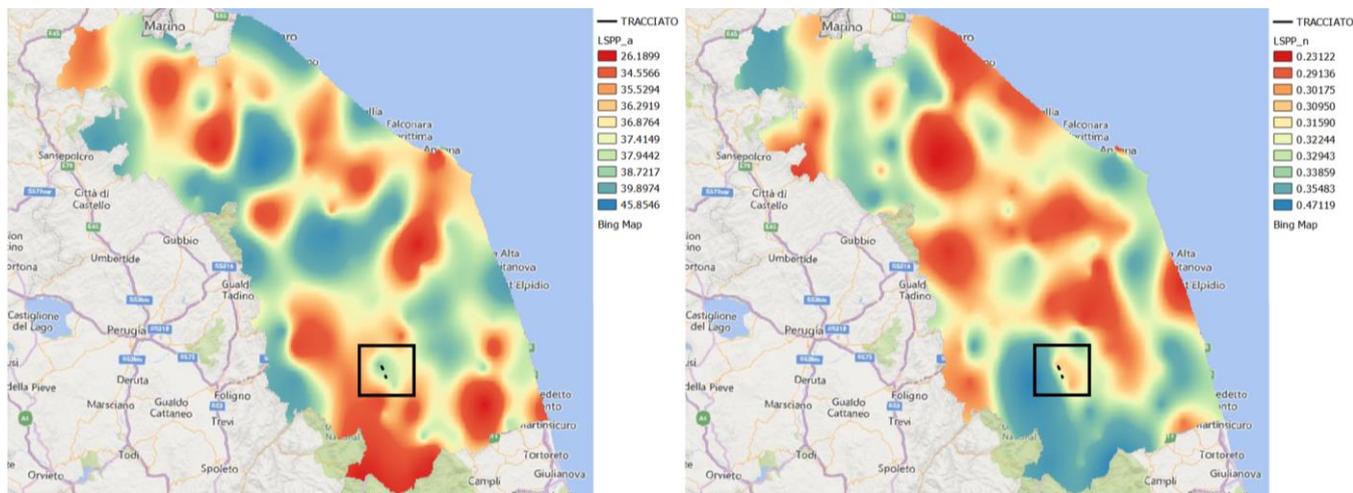
Tale formula, abbinata alle mappe dei parametri a ed n, consente la stima dell'altezza di pioggia estrema, fissati il tempo di ritorno e la durata critica, per l'area in esame.

Nelle figure a seguire si riportano le mappe dei parametri a ed n, con l'ubicazione del tracciato (riportato in nero ed evidenziato con un rettangolo).

Poiché il tracciato è molto prossimo alle stazioni strumentate di Sarnano e Amandola, sono stati valutati sia i parametri massimi nell'area di intervento ottenuti da analisi delle mappe in ambiente GIS, sia i parametri stimati per le due stazioni, riportati nella relazione del CIMA.

	a	n
Regionalizzazione - Tratto T01	38.96	0.32
Regionalizzazione - Tratto T02	38.07	0.33
<b>Stazione di Sarnano</b>	<b>39.12</b>	<b>0.31</b>
Stazione di Amandola	38.10	0.31

Si è scelto di adottare i parametri relativi alla stazione di Sarnano che sono risultati più cautelativi per durate minori, come quelle di progetto.



Per piogge intense di durata inferiore ad un'ora, le massime altezze di pioggia sono state ricavate a partire dalle altezze massime di durata oraria, prendendo a riferimento studi effettuati in altre località italiane. E' noto infatti da letteratura [Bell, 1969] che i rapporti tra le altezze di durata d molto breve e l'altezza oraria sono poco dipendenti dalla località. A partire dalla massima pioggia di durata oraria, si ricavano le corrispondenti altezze di pioggia di durata pari a frazioni di ora mediante l'utilizzo di un opportuno coefficiente correttivo, denominato nel seguito r. Tale coefficiente può essere assunto sulla base delle indicazioni disponibili in letteratura tecnica e supportate da ricerche svolte su alcune stazioni di misura italiane appartenenti ad aree pluviometriche con diverse caratteristiche, in particolare i pluviografi di Milano Monviso e Roma Macao. Sono stati utilizzati i coefficienti correttivi stimati per Milano Monviso, risultati più cautelativi. Mediante interpolazione, con il metodo dei minimi quadrati, sono stati stimati i parametri a' ed n' per i diversi tempi di ritorno per durate inferiori ad 1 ora.

Nella tabella a seguire si riportano i parametri delle Linee segnalatrici di Possibilità Pluviometrica stimate e adottate nel progetto. Con l'apice sono indicati i parametri per durate inferiori ad 1 ora.

TR [anni]	25	30	50	100	200
a	39.12	40.42	44.11	49.25	54.56
n	0.310	0.310	0.310	0.310	0.310
a'	40.99	42.36	46.22	51.60	57.16
n'	0.465	0.465	0.465	0.465	0.465

## 11.5 STIMA DELLE PORTATE AL COLMO

Il modello utilizzato per la stima delle portate è quello definito come razionale o del ritardo di corrivazione.

La stima del tempo di corrivazione dei bacini, nelle sezioni di chiusura di interesse, è stata fatta adottando le relazioni più comunemente utilizzate e valide per bacini con caratteristiche simili a quelli in studio. Come tempo di corrivazione adi progetto è stato assunta è la media dei tempi di corrivazione calcolati. Nei casi in cui tale tempo è risultato inferiore a 0,083 ore (5 minuti) è stato adottato questo valore, che tiene conto di un tempo minimo di formazione del deflusso.

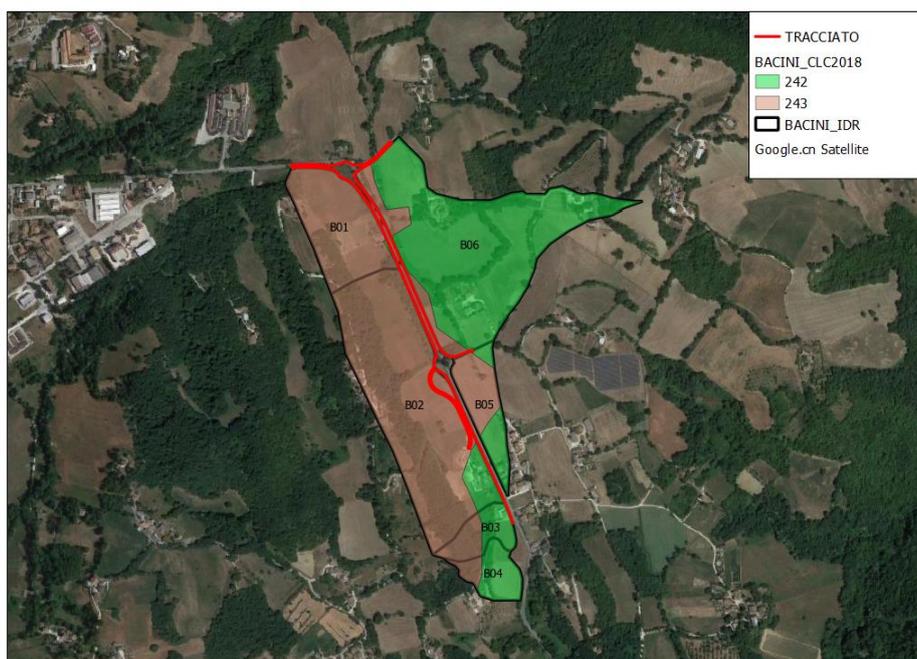
ID Bacino	tc	tc	tc	tc medio	tc progetto
	[h]	[h]	[h]	[h]	[h]
	Kirpich	Pezzoli	Ventura		
B01	0.093	0.086	0.100	0.093	<b>0.093</b>
B02	0.139	0.144	0.148	0.144	<b>0.144</b>
B03	0.056	0.044	0.039	0.046	<b>0.083</b>
B04	0.042	0.031	0.034	0.036	<b>0.083</b>
B05	0.103	0.098	0.105	0.102	<b>0.102</b>
B06	0.152	0.161	0.155	0.156	<b>0.156</b>

La stima delle perdite idrologiche è stata effettuata con il metodo del Curve Number messo a punto dal Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti [U.S. Dept. Agric., Soil Conservation Service (SCS), 1972].

Il calcolo del Curve Number è stato effettuato in ambiente GIS utilizzando le mappe di uso del suolo (Corine Land Cover 2018), la carta geolitologica d'Italia e la carta geologica della Regione Marche.

Nella figura a seguire si riporta l'intersezione dei bacini idrografici con la carta dell'uso suolo.

In figura si riporta l'intersezione dei bacini idrografici con la carta dell'uso suolo.

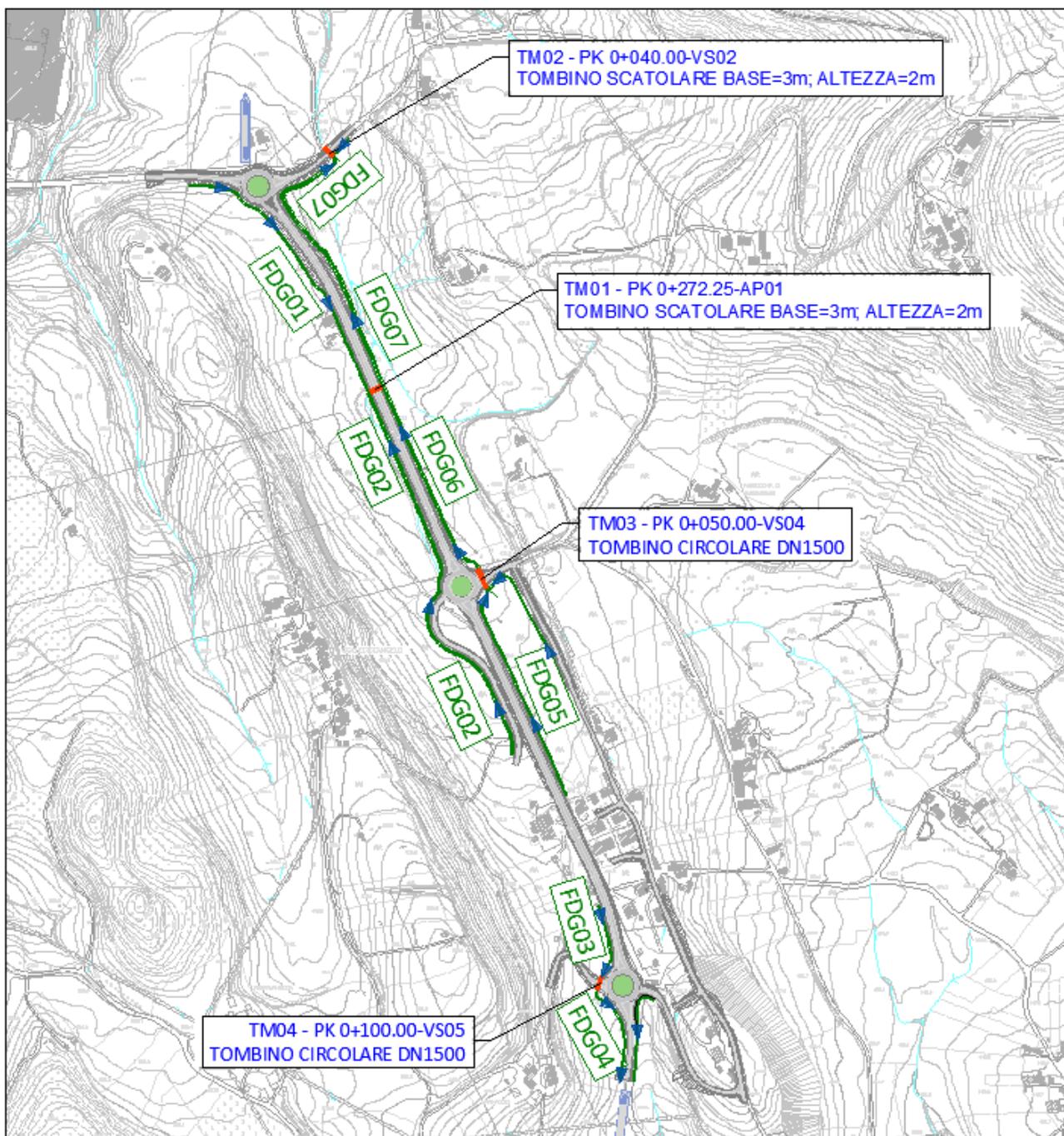


Poiché lo studio è rivolto al calcolo delle portate di piena e considerato che in occasione di queste ultime frequentemente il terreno del bacino si presenta in condizioni di elevata umidità, si è preferito adottare il valore di  $CN_{II}$ . Il coefficiente di assorbimento iniziale del terreno è stato assunto pari a 0.05.

CODICE BACINO	SEZIONE DI CHIUSURA	A	tc progetto	i(50)	$\phi(50)$	Q(50)	Q (50)/A	i(200)	$\phi(200)$	Q(200)	Q (200)/A
		[km <sup>2</sup> ]	[h]	[mm/h]	[mm]	[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ]	[mm/h]		[m <sup>3</sup> /s]	[m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ]
B01	SEZ-01	0.04	0.09	164.64	0.30	0.61	13.72	203.62	0.34	0.87	19.44
B02	SEZ-02	0.12	0.14	130.34	0.34	1.51	12.29	161.20	0.40	2.17	17.74
B01+B02	SEZ-03	0.17	0.14	130.34	0.34	2.06	12.31	161.20	0.40	2.97	17.76
B03	SEZ-04	0.01	0.08	174.53	0.30	0.21	14.54	215.85	0.30	0.26	17.99
B04		0.01	0.08	174.53	0.30	0.21	14.54	215.85	0.30	0.26	17.99
B03+B04	SEZ-05	0.03	0.08	174.53	0.30	0.43	14.54	215.85	0.30	0.53	17.99
B05	SEZ-06	0.02	0.10	156.62	0.30	0.30	13.05	193.70	0.34	0.43	18.44
B06		0.14	0.16	124.96	0.32	1.53	11.22	154.54	0.38	2.22	16.29
B01+B02 +B05+B06	SEZ-07	0.33	0.16	124.96	0.34	3.83	11.71	154.54	0.39	5.53	16.92

## 11.6 VERIFICA DEI TOMBINI DI ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DI PROGETTO

Nel presente capitolo si riporta la verifica dei tombini di attraversamento in progetto effettuata per tempo di ritorno di 200 anni.



ID OPERA	ASSE	PK	SEZ. DI CHIUSURA	ID BACINO CONTRIBUENTE	PENDENZA	TIPOLOGICO
TM01	AP01	0+272.25	SEZ-03	B01+B02	0.50%	SCATOLARE 3.0m x 2.0m
TM02	VS02	0+040.00	SEZ-07	B01+B02+B05+B06	0.50%	SCATOLARE 3.0m x 2.0m
TM03	VS04	0+050.00	SEZ-06	B05	0.50%	CIRCOLARE DN1500
TM04	VS05	0+100.00	SEZ-04	B03	0.50%	CIRCOLARE DN1500

I criteri di verifica adottati, secondo le NTC 2018 e relativa circolare applicativa, sono:

- Portata di verifica corrispondente a 200 anni di tempo di ritorno;
- Grado di riempimento massimo corrispondente a 2/3 dell'altezza e comunque franco minimo di 0,5 m dall'intradosso.

Il moto all'interno dei tombini è stato descritto adottando uno schema di moto uniforme. In particolare, si è utilizzata la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso.

Per la verifica si è posto un coefficiente di scabrezza  $k_s$  pari a:

- $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per il cls gettato in opera;
- $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  per il cls prefabbricato

Alle portate idrologiche dei bacini idrografici sono state sommate le portate defluenti dalla piattaforma stradale.

ID OPERA	Q BACINO [m³/s]	Q PIATT. [m³/s]	TIRANTE (h)	A	C	R	X	Q	V	Fr	Gr	FRANCO
			[m]	[m²]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m³/s]	[m/s]		
TM01	2.97	0.33	0.68	2.04	4.36	0.47	52.87	3.30	1.62	0.20	34.0%	1.32
TM02	5.53	0.63	1.05	3.16	5.11	0.62	55.39	6.15	1.95	0.19	52.7%	0.95
TM03	0.43	0.24	0.53	0.56	1.91	0.29	48.90	0.66	1.18	0.49	35.4%	0.97
TM04	0.26	0.16	0.42	0.41	1.67	0.24	47.37	0.42	1.04	0.50	28.0%	1.08

Come si evince dai risultati delle verifiche i tombini risultano verificati con un grado di riempimento massimo del 52.7% e un franco idraulico sempre maggiore di 1/3 della luce.

## 11.7 VERIFICA DEI FOSSI DI GUARDIA

Nel presente capitolo si riporta la verifica dei fossi di guardia. Il tempo di ritorno adottato per le verifiche è pari a 50anni.

Sono stati adottati fossi trapezi in terra.

Nella tabella a seguire si riportano le caratteristiche geometriche dei fossi.

ID	BASE	ALTEZZA	PENDENZA	PORTATA BACINO	PORTATA PIATTAFORMA
	[m]	[m]		[m³/s]	[m³/s]
FDG01	0.500	0.750	0.20%	0.614	0.052
FDG02	1.000	1.000	0.30%	1.506	0.266
FDG03	0.500	0.750	0.20%	0.211	0.131
FDG04	0.500	0.750	0.20%	0.425	0.192
FDG05	0.500	0.750	0.20%	0.302	0.148
FDG06	1.000	1.000	0.20%	0.761	0.292

FDG07	1.000	1.500	0.20%	2.881	0.506
-------	-------	-------	-------	-------	-------

Il moto all'interno del fosso è stato descritto adottando uno schema di moto uniforme. In particolare, si è utilizzata la formula di Chézy per ottenere le scale di deflusso:

$$Q = \chi A \sqrt{\mathfrak{R}j} = k \frac{A^{5/3}}{C^{2/3}} \sqrt{j}$$

Per la verifica si è posto un coefficiente di scabrezza  $k_s$  pari a  $50 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$ .

ID	PORTATA	TIRANTE	A	R	X	V	Fr	H	Gr	DH
	[m³/s]	[m]	[m²]	[m]		[m/s]		[m]		[m]
FDG01	0.667	0.510	0.516	0.265	56.114	1.293	0.226	0.000	68.1%	0.24
FDG02	1.772	0.587	0.931	0.350	58.763	1.904	0.297	0.000	58.7%	0.41
FDG03	0.342	0.363	0.314	0.205	53.766	1.090	0.220	0.000	48.4%	0.39
FDG04	0.617	0.491	0.487	0.258	55.840	1.268	0.225	0.000	65.5%	0.26
FDG05	0.450	0.419	0.385	0.228	54.730	1.170	0.222	0.000	55.8%	0.33
FDG06	1.053	0.494	0.738	0.308	57.520	1.427	0.239	0.000	49.4%	0.51
FDG07	3.387	0.913	1.747	0.488	62.101	1.939	0.251	0.000	60.9%	0.59

Come si evince dai risultati delle verifiche la canaletta risulta verificata con un grado di riempimento sempre inferiore al 70%.

## 11.8 CALCOLO DELL'ALTEZZA DEL VELO IDRICO SULLA PAVIMENTAZIONE

Le precipitazioni che si abbattano sulla sede stradale, soprattutto se brevi ed intense, possono produrre un deflusso superficiale di non trascurabile entità, il quale se non controllato con adatte disposizioni, può causare inconvenienti di rilievo.

Il velo idrico sulla sede stradale deve, infatti, essere contenuto entro prefissati valori (esso non dovrebbe superare i 6 mm [Rooseboom ed altri, 1986]), per non condizionare l'aderenza degli pneumatici, per questo motivo è necessario assegnare un'opportuna pendenza trasversale alla sede stradale.

L'altezza del velo liquido dipende, oltre che dalla pendenza trasversale, dall'intensità di precipitazione, dal percorso che compie l'acqua per raggiungere il bordo della carreggiata e dalla larghezza della strada e dunque dalla circostanza che il tratto stradale sia in rettilineo (in genere scola metà carreggiata per lato) o in curva (scola solo da una parte).

Lo spessore del velo idrico massimo  $y_p$  [mm] è stato determinato attraverso un'espressione derivata da alcune esperienze condotte in Gran Bretagna dal Road Research Laboratory.

Dalle verifiche effettuate lo spessore massimo del velo idrico è risultato sempre inferiore a 5mm.

## 11.9 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

Le opere di scolo della piattaforma stradale in esterno sono costituite da:

- embrici lungo le scarpate dei tratti in rilevato;
- cunette nei tratti in trincea con pozzetti di scarico in collettori longitudinali ubicati sotto la piattaforma stradale che scaricano nei recapiti.
- bocchettoni di scarico sui viadotti

Per il sistema di raccolta superficiale il tempo di ritorno di progetto è fissato a 25 anni.

I sistemi di smaltimento innanzi descritti sono stati progettati al fine di captare il deflusso idrico in banchina, poiché la conformazione della piattaforma stradale consente il deflusso delle acque meteoriche verso il margine della carreggiata e, pertanto, presso il ciglio si origina un'area di deflusso a forma triangolare che interessa la banchina stradale.

Le condizioni di deflusso idrico lungo il margine stradale sono determinate dalle pendenze longitudinali e trasversali del corpo stradale stesso.

Una volta fissato l'interasse di progetto sono state effettuate le verifiche del grado di riempimento e della capacità di smaltimento degli elementi puntuali di scarico.

Il coefficiente di deflusso  $\varphi_k$  è stato posto pari a 0,9 per le superfici pavimentate, 0,6 per le superfici inerbite.

L'interasse minimo degli elementi di captazione è stato fissato in 5,0 m; quello massimo in 15m per gli embrici, 20m per i bocchettoni e 25m per le caditoie.

Fissato l'interasse di progetto, per ogni tratto sono stati stimati i parametri idraulici, tirante, velocità e portata defluente. Ciò ha consentito la verifica del grado di riempimento (tirante idrico / altezza cordolo) e della larghezza di banchina occupata dal velo idrico, verificando che non venga mai interessata la carreggiata stradale.

Dalle verifiche effettuate l'area al margine interessata dal velo idrico nel caso di embrici e caditoie a margine è sempre inferiore ad un metro e dunque sempre contenuta nella banchina che ha una larghezza minima di 1.5m.

Per il convogliamento delle acque di piattaforma sono stati utilizzati collettori in PEAD (Polietilene ad alta densità) SN 8 kN/m<sup>2</sup> conformi alla norma UNI EN 13476-3 di diametro nominale DN400 e DN500.

In corrispondenza dei viadotti sono stati adottati collettori in PVC DN400.

Per semplicità ed economicità di realizzazione è stata adottata, dove possibile, una pendenza longitudinale pari a quella del ciglio stradale; i collettori in contropendenza hanno una pendenza minima pari allo 0,2%.

Per il dimensionamento si è considerato il diametro interno (riportato nella tabella) ed un coefficiente di scabrezza di Manning pari a 0,0118 m<sup>-1/3</sup>s (Ks=85 m<sup>1/3</sup>/s).

Il dimensionamento è stato effettuato fissando sempre una velocità maggiore di 0,5m/s e minore di 5,0m/s.

I collettori risultano sempre verificati con un grado di riempimento inferiore al 50% e una velocità compresa tra 0.5 e 5 m/s.

## 12 ESPROPRI

Il progetto è completo dell'individuazione delle aree necessarie alla realizzazione del tracciato inserendo l'infrastruttura nei relativi strumenti urbanistici.

Sono interessati dai lavori aree di soggetti privati, di proprietà di enti territoriali (Comuni e Provincia) e demaniali; l'interferenza con le strutture preesistente è estremamente limitata.

Per la maggior parte di essi è prevista l'occupazione definitiva, che riguarderà sia le aree necessarie alla realizzazione del corpo stradale e delle relative pertinenze che quelle da destinare alle opere di mitigazione ambientale.

Per tutti gli immobili sono state individuate le consistenze e i relativi parametri espropriativi per i quali si rimanda agli specifici elaborati.

## 13 LA STIMA LAVORI E I COMPUTI METRICI

Il computo metrico dell'intervento in oggetto è stato redatto sulla base del prezziario di riferimento al momento dell'offerta (cui è poi applicato il ribasso offerto dall'impresa in fase di gara): prezziario ANAS S.p.A..

Come da prescrizioni normative vigenti le voci dell'Elenco Prezzi Unico non sono comprensive di oneri della sicurezza. Ai sensi di quanto previsto dall'art. 100 del D.L. 81/2008 e successive modifiche tali oneri sono computati separatamente.

Nelle opere compiute sono stati valutati i compensi per Spese Generali ed Utile d'Impresa, per tener conto dei maggiori oneri derivanti da una conduzione organizzata e tecnicamente qualificata del cantiere, nella misura del 13% per le Spese Generali e del 10% per l'Utile d'Impresa.

## 14 LA CANTIERISTICA

Per la realizzazione dell'intero asse si prevede un periodo di tempo di 1050 giorni (compresi 86 giorni di andamento stagionale sfavorevole), di cui 152 per la progettazione e 898 per i lavori, come meglio descritto nel cronoprogramma parte del presente progetto, in cui sono specificati tutti i dettagli delle fasi operative. Le attività propedeutiche (quali espropri ed occupazioni temporanee, bonifiche ordigni bellici, risoluzione interferenze) saranno eseguite in sovrapposizione ai tempi della progettazione direttamente dalla stazione appaltante.



## 14.1 UBICAZIONE DELLE AREE DI CANTIERE

Al fine di ottimizzare le attività di costruzione della nuova infrastruttura, sono stati individuati:

- un Campo Base, ubicato a circa 300m a Sud del Tratto 1, dell'asse di progetto Lotto 2,
- 5 campi operativi disposti strategicamente lungo il tracciato da realizzare,
- Un'area di deposito e stoccaggio in prossimità del Campo Base.

Sia per il Campo Base che per i Campi Operativi sono state individuate delle aree per lo stoccaggio dei materiali e per mezzi e attrezzature di cantiere, mentre per il Campo Base è stato previsto anche un layout per tutti gli apprestamenti funzionali al cantiere stesso individuando le zone da dedicare anche ai servizi. Tutte le aree di lavoro si trovano in zone relativamente pianeggianti e sono state rese accessibili prevedendo specifiche viabilità di accesso, nei tratti che vanno dalla viabilità esistente alla zona dei campi, e piste di cantiere interne.

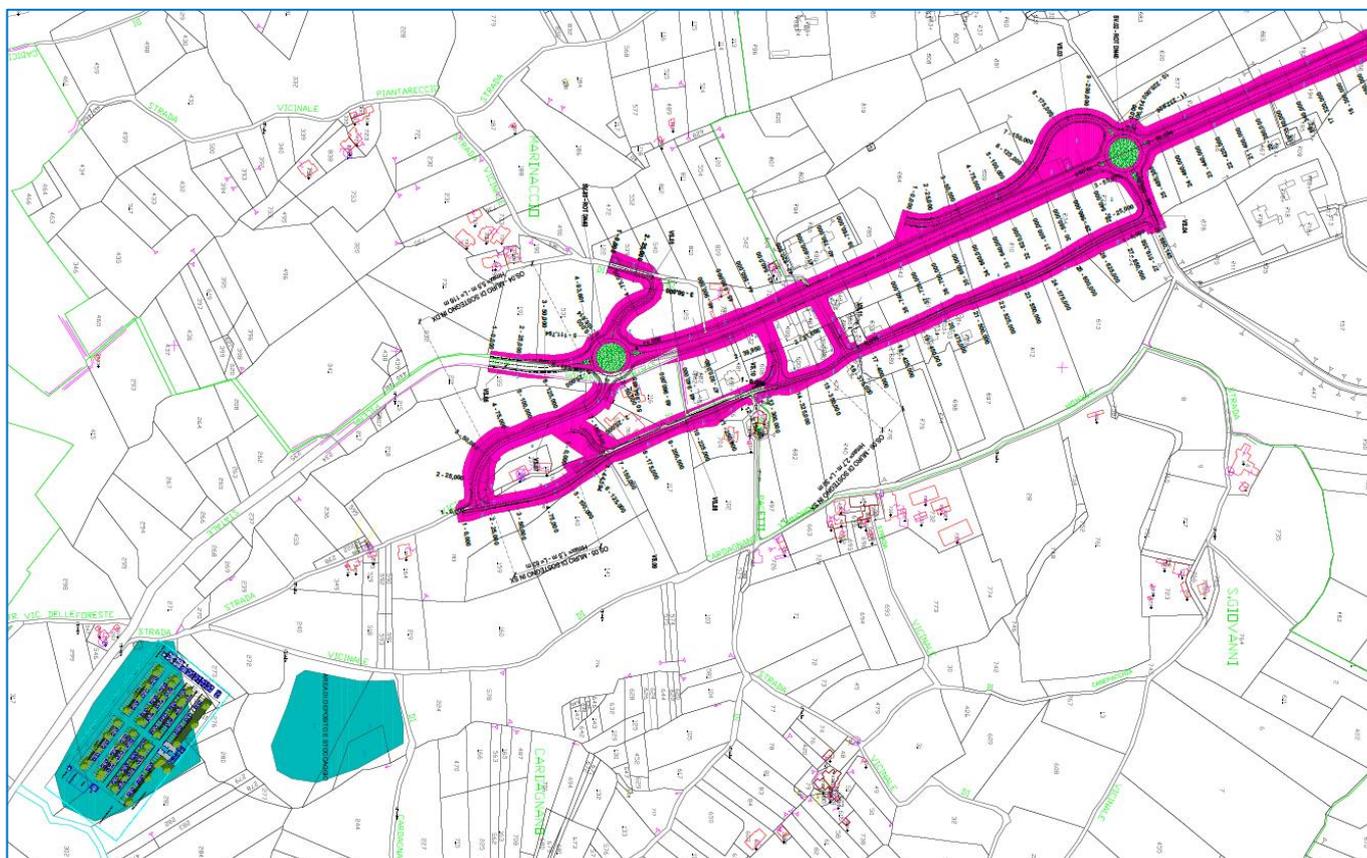


FIGURA 14-1 ESTRATTO T02CA00CANPP01A



FIGURA 14-2 LAYOUT CAMPO BASE OPERATIVO