

AVIO S.p.A.

IMPIANTO SPTF+

Progettazione definitiva / esecutiva banco HTE

STUDIO DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICO-GEOTECNICA IN SPTF+

Num. Rev.	Data	Descrizione	Preparato	Controllato	Approvato	Approvazione Cliente
00	15/04/2024	Emissione per Enti	TECNOLAV	TECNOLAV	TECNOLAV	AVIO
Cliente 			Nome Progetto IMPIANTO SPTF+ Progettazione definitiva / esecutiva banco HTE		Documento Cliente N. - Commessa Cliente N. -	
Progettista  Proeco Srl  Novaeka Srl  Consorzio Leonardo			Documento Progettista N. J23024-CV-SP-071-R0 Commessa Progettista N. J23024		Scala - Foglio di Fogli 1 di 119	
Titolo Documento Studio di compatibilità geologico-geotecnica in SPTF+						

Software: WORD

File n.

J23024-CV-SP-071-R0.DOCX

STUDIO COMPATIBILITA' GEOLOGICO-GEOTECNICA

Sommario

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
PREMESSA	4
INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	4
INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	6
TETTONICA.....	12
INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	13
INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO.....	15
CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA.....	16
Indagine geognostica.....	16
Indagine geofisica	34
MODELLO GEOLOGICO DEFINITIVO	35
MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO	36
DESCRIZIONE DEL PROGETTO.....	44
VALUTAZIONE DEL PROGETTO AI FINI PAI	87
CONCLUSIONI	94
ALLEGATI.....	95

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa vigente in materia a cui si è fatto riferimento per lo svolgimento degli studi del presente documento tecnico è la seguente:

- Circolare C.S. LL.PP. n. 7 del 21.01.2019 «Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018»;
- D.M. 14.01.2018 «Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni»;
- Circolare C.S. LL.PP. n. 617 del 02.02.2009 «Istruzioni per l'applicazione delle nuove "Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008»;
- Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006 «Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone»;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003 «Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;
- Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
- D.M. LL.PP.11.03.1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione» e relativa Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988;
- Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l'obbligatorietà dell'applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero LL.PP.;
- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.) adottato dalla Giunta Regionale con D.G.R. n. 54/33 del 30.12.2004 e reso esecutivo con Decreto Assessoriale n. 3 del 21.02.2005 con pubblicazione nel BURAS n. 8 del 11.03.2005;
- Norme di Attuazione del P.A.I. - Testo coordinato e ss.mm.ii..

PREMESSA

Si redige il presente Studio di compatibilità geologico-geotecnica ai sensi dell'art. 25 delle Norme di Attuazione del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino unico della Regione Sardegna (PAI), del “Progetto di coinsediamento banco prova LRE e Impianto C-C - Iniziativa Space Propulsion Test Facility – Perdasdefogu – Sito SPTF+”, in quanto ricadente in parte in aree perimetrate a pericolosità media da frana Hg2 e in parte a pericolosità molto elevata Hg4.

Lo studio viene redatto secondo l'articolo 25 “Studi di compatibilità geologica e geotecnica in conformità alle Norme di Attuazione del PAI Approvate con deliberazione n.15 del Comitato Istituzionale del 22 novembre 2022 entrato in vigore con la pubblicazione sul B.U.R.A.S. n.55 del 01/12/2022. Successivamente con la deliberazione n.19 del 27 dicembre 2022 è stata apportata una modifica chiarificatoria all'art. 21 delle Norme di Attuazione del PAI, comma 2, lett. d1), punto 3 e comma 2bis, lett.c1).e in applicazione dell'articolo 23, comma 6, lettera b., e in accordo con quanto previsto da Allegato F :Criteri per la predisposizione degli studi di compatibilità geologica e geotecnica di cui all'articolo 25 delle norme di attuazione del PAI.”

Esso non sostituisce le valutazioni di impatto ambientale, le valutazioni di incidenza, gli studi di fattibilità, le analisi costi-benefici e gli altri atti istruttori di qualunque tipo richiesti dalle leggi dello Stato e della Regione Sardegna.

In particolare, lo studio di compatibilità geologica e geotecnica, firmato da un ingegnere esperto in geotecnica e da un geologo, ciascuno per quanto di competenza, iscritti ai rispettivi albi professionali, si propone di:

- valutare il progetto con riferimento alla finalità, agli effetti ambientali;
- analizzare le relazioni tra le trasformazioni del territorio derivanti dalla realizzazione dell'intervento proposto e le condizioni dei dissesti attivi o potenziali dell'area interessata;
- verificare e dimostrare la coerenza del progetto con le previsioni e le norme del PAI;
- prevedere adeguate misure di mitigazione e compensazione all'eventuale incremento del pericolo e del rischio sostenibile associato agli interventi in progetto.

Più precisamente per il progetto in esame si fa riferimento a :

- art. 23 Prescrizioni generali per gli interventi ammessi nelle aree di pericolosità idrogeologica;
- art. 31 Disciplina delle aree a pericolosità molto elevata da frana (Hg4).
- art. 33 Disciplina delle aree a pericolosità media da frana (Hg2).

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto dell'intervento è ubicata sulla strada comunale /militare Ollastincu, in località Sa Figu del Comune di Perdasdefogu. Si colloca internamente alla perimetrazione del Poligono Sperimentale e di Addestramento Interforze del Salto di Quirra e del Distaccamento di Capo San Lorenzo (P.I.S.Q).

L'area oggetto del presente studio, si inquadra nel Foglio 541 Jerzu in scala 1:50.000. Nel Foglio 541 Sez. III Escalaplano in scala 1:25.000 e nella sezione 541100 Perdasdefogu della Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:10.000.

Di seguito si riportano le planimetrie della corografia in scala 1:25.000, inquadramento topografico in scala 1:10.000, ubicazione fotografica su ortofoto recepita sul geoportale Ras.

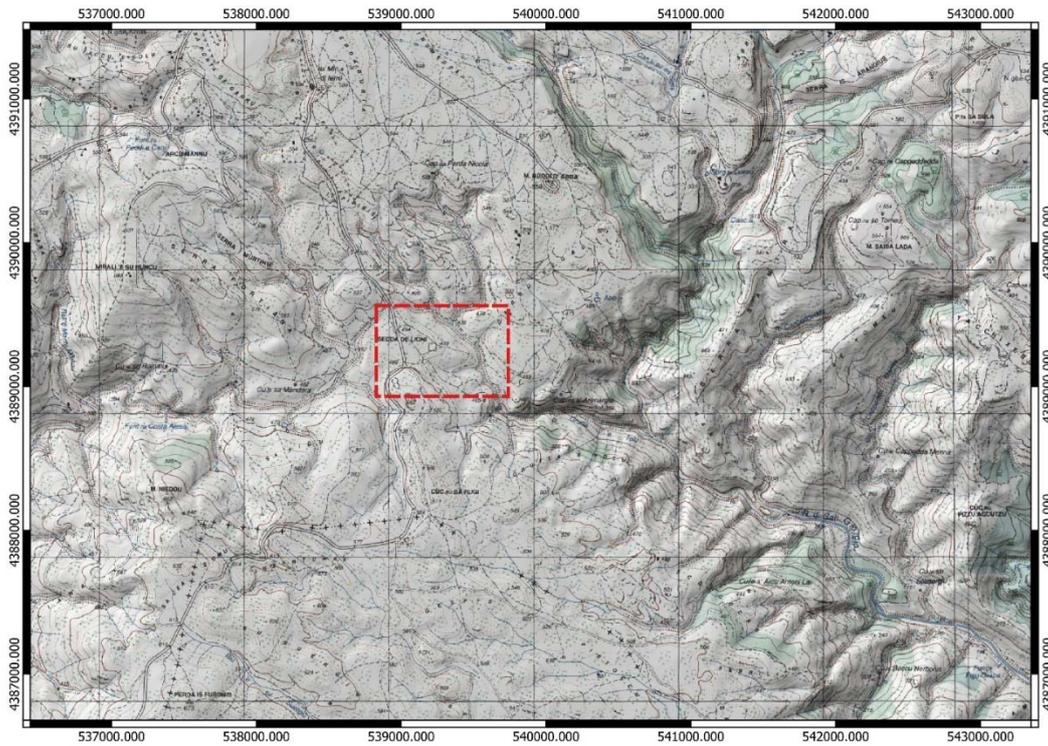


Figura 1_Corografia

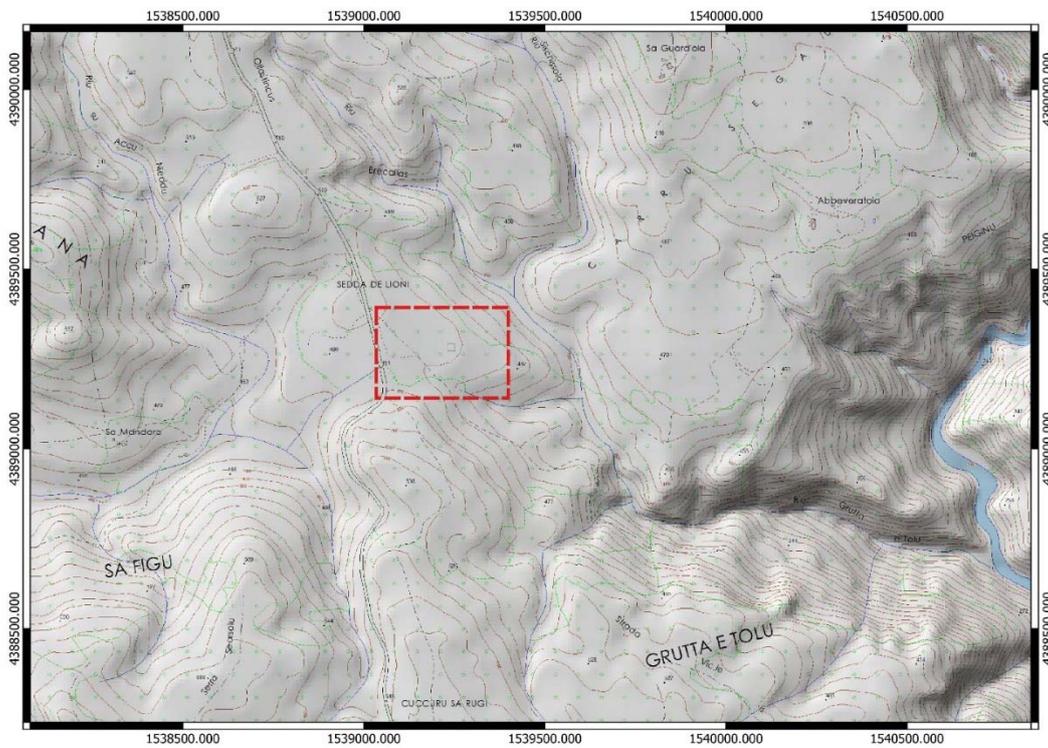


Figura 2_Inquadramento topografico

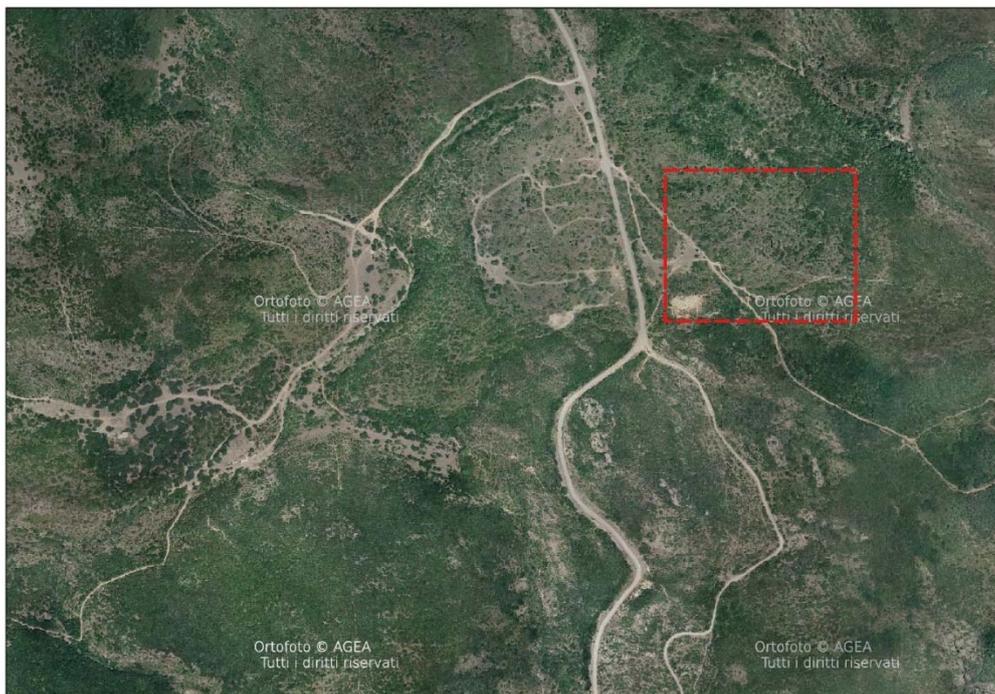


Figura 3_Inquadramento su Ortofoto RAS

INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'inquadramento geologico generale scaturisce da informazioni di carattere bibliografico, che utilizza come base informativa la cartografia edita dal CARG messa a disposizione dalla RAS sul sito Geoportale, dalla cartografia geologica ufficiale, integrate da una campagna geognostica di dettaglio.

L'assetto geologico e strutturale della Sardegna meridionale, in cui si estende il territorio comunale di Perdasdefogu, risulta influenzato sia dagli eventi tettonici che hanno coinvolto la Sardegna nel Paleozoico sia da quelli verificatisi nel Cenozoico e nel Quaternario. Tra questi, l'evento geodinamico che ha fortemente condizionato l'evoluzione tettonica del basamento paleozoico sardo è l'orogenesi Ercinica, del Carbonifero-Permiano. La struttura collisionale del Basamento Ercinico Sardo è caratterizzata da un "complesso metamorfico di basso e medio grado" nella parte settentrionale dell'isola e da un complesso metamorfico nella parte meridionale, suddiviso in tre zone: Falde Interne, Falde Esterne e Zona Esterna. I due complessi metamorfici sono separati da un'importante superficie di contatto detta "Linea Posada-Asinara", interpretata da alcuni autori come una sutura Ercinica. Durante, ma soprattutto dopo la messa in posto delle falde, l'evento orogenetico ercinico termina nel Permiano con l'imponente Ciclo magmatico calcaino, con la genesi del grande batolite sardo-corso e la sedimentazione continentale del Carbonifero-Permiano. In Sardegna la tettonica post-ercinica ha effetti limitati. Sono note delle discordanze nelle successioni mesozoica e terziaria, infatti, fino alla fine dell'Eocene medio, l'evoluzione della Sardegna è interessata solo da lenti movimenti verticali che determinano vistose trasgressioni e regressioni sul penepiano ercinico. Nell'Oligocene-Miocene,

la formazione di un arco di subduzione associata alla rotazione verso oriente della placca sardo-corsa, con genesi dell'orogene appenninico, genera un'esteso vulcanismo effusivo con la messa in posto di enormi quantità di materiale e la riattivazione delle faglie del basamento. Dopo un lungo periodo di stasi tettonica, nel Plio-Pleistocene, una nuova fase distensiva si verifica nella Sardegna centrale e meridionale che ha comportato l'apertura del Graben del Campidano. Quest'ultimo durante tutto il Quaternario viene colmato da una potente sequenza di alluvioni a cui sono intercalati prodotti vulcanici ed estesi plateaux di lave basaltiche.

Di seguito si descrivono i principali affioramenti riscontrati nel settore in studio, le cui unità litologiche cartografate sono state prese facendo riferimento alle shape pubblicate nel sito RAS del Geoportale "Geologia areali 2018", servizio WMS:

Basamento metamorfico Paleozoico :

SVI - ARENARIE DI SAN VITO (Cambriano medio-Ordoviciano inferiore)

Dal punto di vista litologico, è costituita da metarenarie, metaquarzoareniti e più raramente metarenarie feldspatiche, di colore variabile dal grigio verdastro al grigio scuro, in regolari alternanze di strati molto sottili e medi, raramente metrici, di metasiltiti e metapeliti grigio-verdastre e nere ricche in miche detritiche. Per un aumento dello spessore degli intervalli arenitici, si passa localmente a metarenarie e quarziti con sottili intercalazioni di filladi scure. Il quarzo, i feldspati e la muscovite sono i componenti fondamentali, mentre sono subordinati la tormalina, gli epidoti e gli ossidi. È presente spesso una componente litica, rappresentata da frammenti di metamorfiti probabilmente derivati dallo smantellamento di un basamento precambriano.

MRV - METACONGLOMERATI DI MURAVERA (Ordoviciano med.)

È costituita da metaconglomerati con un 40/50 % di clasti eterometrici, di quarzo, metarenarie, quarzo-areniti derivanti dalla Form. delle Arenarie di San Vito ed una matrice di tipo filladica con frazioni di quarzo di origine vulcanica. Le dimensioni degli elementi si aggirano intorno ai 10-15 cm. Questo orizzonte, per composizione e posizione stratigrafica, è correlabile con il conglomerato di Rio Ceraxa del Sarrabus. I metaconglomerati sono molto discontinui, con uno spessore che varia da pochi metri sino a 50 m. Tale distribuzione areale è indicativa di depositi canalizzati di un ampio sistema alluvionale.

MSV - FORMAZIONE DI M.TE SANTA VITTORIA, (Ordoviciano med.)

Distinti in tre differenti litofacies (MSV, MSVa, MSVb), i litotipi che costituiscono tale formazione sono rappresentati da metavulcaniti a chimismo intermedio e basico, da metaepiclastiti, metarenarie e metaconglomerati. L'ambiente di deposizione è riferibile a sistemi alluvionali contemporanei all'attività vulcanica.

Md – METADOLERITI, (Ordoviciano sup.)

Metabasiti alcaline in giacitura filoniana e metagabbri alcalini in ammassi intrusi nelle Arenarie di S. Vito.

CORTEO FILONIANO TARDO ERCINICO

fq - FILONI IDROTERMALI (Carbonifero Sup. – Permiano)

Filoni idrotermali a prevalente quarzo, spesso mineralizzati a barite e fluorite, talora anche con solfuri metallici (Pb, Zn, Cu, Fe, etc).

CENOZOICO

FMC - FORMAZIONE DI M.TE CARDIGA, FMCA, FMCB, (Eocene inf.)

Questa formazione è costituita da tre litofacies in fase trasgressiva, arenarie e puddinghe, FMCa; calcari, FMCb e arcose FMCC. Nell'area di studio affiorano soltanto le prime due litofacies con uno spessore intorno ai 120m.

La FMCa è costituita da un'alternanza irregolare di arenarie a cemento carbonatico o siliceo, ben stratificate, con clasti poligenici grossolani di quarzo, liditi e porfidi. I clasti risultano ben classati e la matrice arenacea, con laminazioni piano parallele e incrociate è ben gradata. Localmente sono presenti intercalazioni di livelli marnosi contenenti frammenti di gasteropodi, lamellibranchi e abbondanti resti vegetali.

La FMCb risulta costituita da calcari prevalentemente argillosi e marnosi ricchi di nummuliti, orbitoidi, bivalvi, ostreidi, litotamni e coralli. L'ambiente di deposizione dell'unità è neritico e corrisponde alla fase di ingressione marina eocenica. Poggia sul basamento paleozoico e costituisce la porzione più elevata dell'altopiano che si sviluppa nel settore orientale.

GNS - FORMAZIONE DI GENNA SELOLE, (Dogger)

Si tratta di depositi di ambiente fluviale o fluvio-lacustre costituiti da una eterogenea successione di conglomerati monogenici quarzosi, argilliti e siltiti da grigio scuro a grigie o biancastre con abbonanti resti vegetali a pirite, con subordinate intercalazioni di arenarie quarzose. Questa formazione ha spessori variabili da pochi metri fino a 30÷40 m. Talvolta alla base del conglomerato affiorano paleosuoli ricchi in ossidi ed idrossidi di ferro, derivati da una lunga evoluzione pedogenetica di tipo lateritico in clima caldo-umido. La formazione è ricoperta in concordanza dai calcari giurassici della Formazione di Dorgali.

DOR - FORMAZIONE DI DORGALI (Malm -Dogger)

Nella parte basale è costituita da calcari marnosi e marne di colore da giallastro a grigio, con locali intercalazioni arenacee e siltitico-argillitiche grigio-versastre. Seguono dolomie e calcari dolomitici di colore da nocciola a violacei a rossastri, fossiliferi, in bancate da decimetriche a metriche.

QUATERNARIO

a1- DEPOSITI DI FRANA (Olocene)

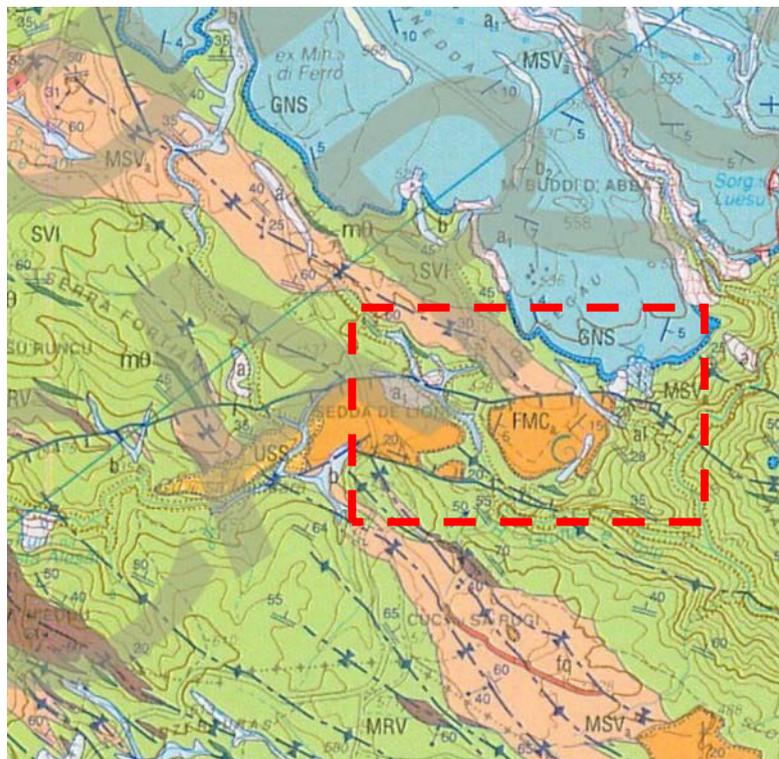
Rappresentano gli accumuli gravitativi delle frane in evoluzione, costituiti da materiali eterogenei ed in giacitura caotica, con evidenze di movimento in atto. In genere sono originati da crollo o ribaltamento delle cornici carbonatiche giurassiche.

a - DEPOSITI DI VERSANTE (Olocene)

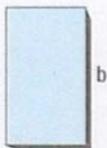
Questa unità, discontinua ed eterogenea sia in termini di estensione areale sia di spessore, costituisce il risultato della progressiva attività di arretramento dei versanti soprattutto durante il Pleistocene superiore e l'Olocene. Si tratta pertanto di accumuli gravitativi caotici, con clasti poco elaborati, in genere incoerenti (breccie) o scarsamente cementati, a volte in parte stabilizzati dall'azione biomeccanica degli apparati radicali della vegetazione naturale che li ha colonizzati, dovuti a fenomeni prevalenti di crollo e/o ribaltamento originati per lo più dalle sovrastanti cornici rocciose calcareo-dolomitiche costituenti l'altopiano carbonatico del Giurassico, attualmente quiescenti o stabilizzati: in tal caso si tratta di depositi monogenici ed eterometrici (dalle sabbie sino ai massi ciclopici).

ba - DEPOSITI ALLUVIONALI. OLOCENE

Ghiaie da grossolane a medie.



DEPOSITI QUATERNARI DELL'AREA CONTINENTALE



Depositi alluvionali in evoluzione

Ghiaie e sabbie soggette ad evoluzione con ordinari processi fluviali.
OLOCENE



a_{1q}

Frane quiescenti

Accumuli gravitativi caotici attualmente quiescenti o stabilizzati.
PLEISTOCENE

SUCCESSIONE SEDIMENTARIA CENOZOICA



USS

FORMAZIONE DI USSANA

Conglomerati continentali poligenici grossolani con scarsa matrice arenaceo-argillosa arrossata (M. Sa Colla, Escalaplano).
?OLIGOCENE SUP. - ?MIOCENE INF.



FMC_b

FMC_a

FORMAZIONE DI MONTE CARDIGA

Calcarei (FMC_b)
Calcarei argillosi e arenacei, calcareniti, con abbondanti macroforaminiferi.
Arenarie e puddinghe (FMC_a)
Arenarie e conglomerati poligenici, argilliti con resti di piante.
EOCENE INF.

SUCCESSIONE SEDIMENTARIA MESOZOICA



DOR

FORMAZIONE DI DORGALI

Dolomie e calcari dolomitici ben stratificati, fossiliferi, con calcari marnosi alla base.
DOGGER-MALM

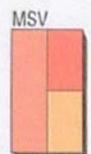


GNS

FORMAZIONE DI GENNA SELOLE

Conglomerati monogenici quarzosi, quarzoareniti, argilliti e siltiti con resti di piante.
DOGGER

BASAMENTO METAMORFICO ERCINICO



MSV

MSV_b

MSV_a

FORMAZIONE DI MONTE SANTA VITTORIA

Metavulcaniti a chimismo da acido a basico, metaepiclastiti, metarenarie feldspatiche e metaconglomerati a componente vulcanica.

Metagrovacche e metandesiti (MSV_b)

Metagrovacche vulcaniche e metavulcaniti da andesitiche a basaltiche (formazione di Serra Tonnai *Auct.*).

Metaepiclastiti (MSV_a)

Metaepiclastiti a matrice vulcanica, metaquarzogrovacche e metarenarie, metaconglomerati ad elementi centimetrici di rioliti; metavulcaniti riolitiche afiriche (formazioni di Manixeddu e di Monte Corte Cerbos *Auct.*).

ORDOVICIANO MEDIO

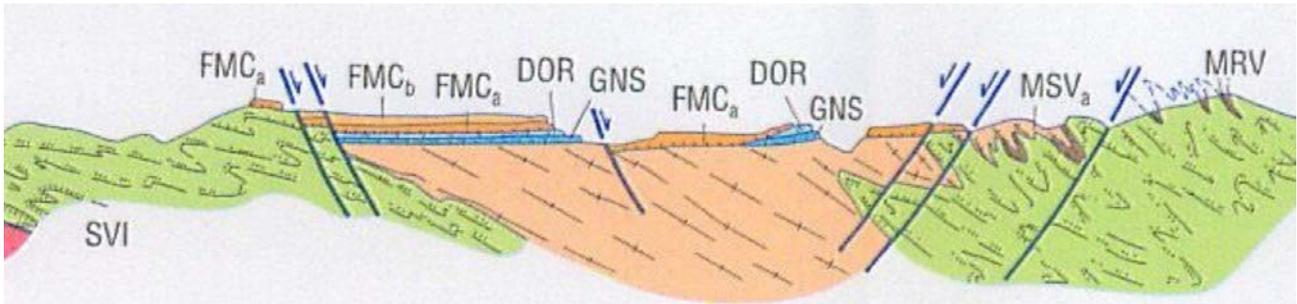
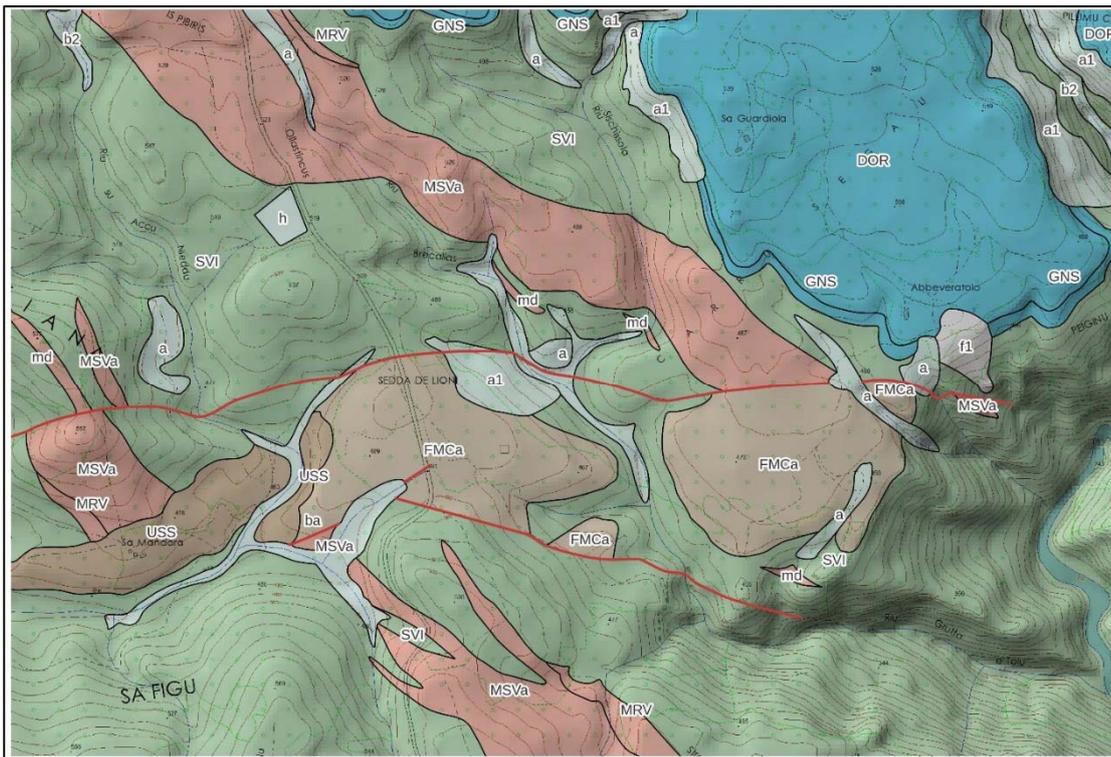


Figura 4_Stralcio inquadramento geologico e schema tettonico, sezione geologica C-C', rappresentativa dell'area vasta Foglio Geologico 541 Jerzu in scala 1:50.000



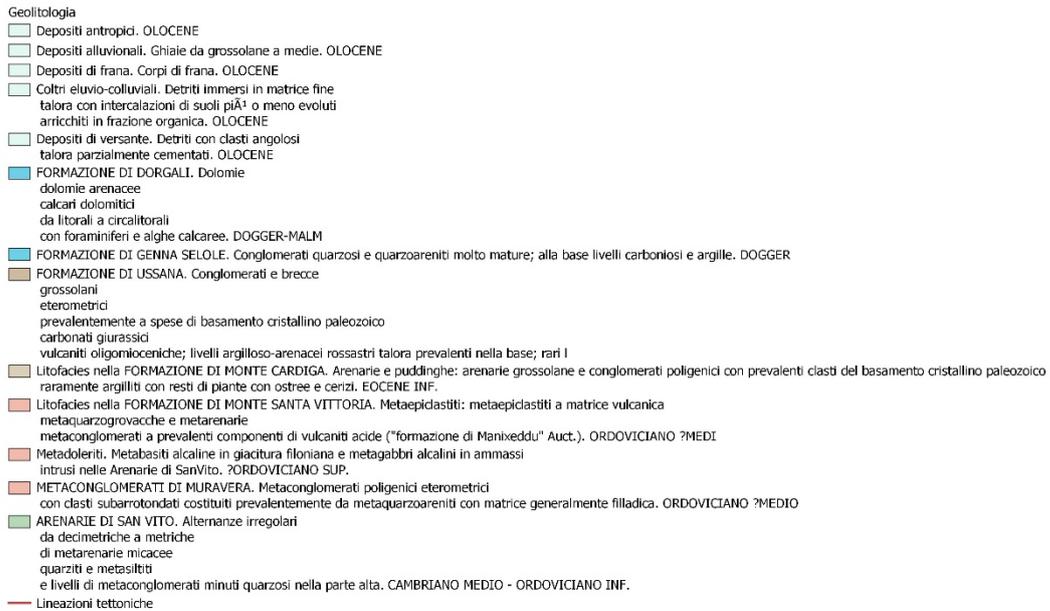


Figura 5_ Stralcio Carta Geologica generale 1:25.000 estrapolata dal Portale Ras

Le litologie sono state accorpate in relazione all'età dei terreni.

TETTONICA

L'attuale assetto strutturale del settore di Perdadedefogu è il risultato della "sovrapposizione" di tre importanti episodi geodinamici che si sono succeduti dal paleozoico ad oggi.

L'evoluzione tettonica generalmente accettata per il basamento della Sardegna sud-orientale prevede:

1- una tettonica sin-accavallamenti, o collisionale, caratterizzata da pieghe isoclinali coricate sin-scistose, rovesciate verso SW e W, seguite da importanti fenomeni di taglio con formazione di estesi sovrascorrimenti verso SW e W e sviluppo di potenti fasce cataclastiche e/o milonitiche; di seguito si indica tale tettonica come Prima fase (D1);

2 - una tettonica plicativa post-accavallamenti, che deforma gli elementi strutturali precedenti secondo almeno due direzioni di piegamento, indicate nel seguito come Seconda e Terza fase (rispettivamente D2 e D3);

3 - faglie dirette e trascorrenti tardo-erciniche, che nel Foglio non hanno manifestazioni di grandi dimensioni sicuramente dimostrabili, ma che sono ben note nelle zone limitrofe

L'evento tettonico più rilevante che ha fortemente condizionato l'assetto strutturale del basamento cristallino è l'orogenesi Ercinica risalente al Carbonifero-Permiano. Questo evento, collegato ad una collisione continentale, ha determinato l'impilamento delle successioni vulcano sedimentarie paleozoiche ed il loro metamorfismo. Inoltre, la fase distensiva post-orogenica al termine dei movimenti convergenti con conseguente collasso della catena, ha permesso la messa in posto del batolite plutonico granitico. Dopo un lungo periodo di stasi tettonica, i movimenti crostali riprendono nel Cenozoico medio e superiore. Questi riattivano tutto il sistema di faglie

paleozoico con rigetti verticali e orizzontali anche notevoli e dislocano gran parte dei sedimenti carbonatici mesozoici della Sardegna orientale. Gli ultimi fenomeni geodinamici che coinvolgono principalmente la parte meridionale dell'isola sono correlati all'apertura del Graben del Campidano. Anch'essi hanno comportato la riattivazione delle faglie generate negli eventi precedenti e la formazione di piccole fosse tettoniche e strutture in elevazione.

Il territorio comunale di Perdasdefogu si estende prevalentemente Formazione delle Arenarie di San Vito e della Formazione di Monte Cardiga. In particolare nel settore in studio affiorano quasi esclusivamente le litologie della Formazione di Monte Cardiga rappresentate in particolare da arenarie e puddinghe. Nel settore SW del Foglio le strutture principali dell'Unità tettonica di Meana Sardo sono tre sinclinali con nucleo di metavulcaniti dell'Ordoviciano medio. A S di Perdasdefogu e sul versante destro dell'alto corso del Riu S. Giorgio si sviluppano sempre con direzione NW-SE rispettivamente due sinclinali. La principale sinclinale si sviluppa dalla zona centrale dell'altopiano di Perdasdefogu (Sinclinale di Perda Is Furonis); presso Perda Is Furonis la sinclinale chiude con una terminazione periclinale complicata da strutture di secondo ordine.

La struttura si allarga verso NW fino alla valle del Riu Flumineddu dove scompare sotto le coperture giurassiche delpochi lembi di Porfiroidi che affiorano sul versante destro del Riu Baccu Olione, per cui la maggior parte della sottounità è costituita da anticlinali sinformi e sinclinali antiformali con pianiassiali immergenti a S e S-SW. Le tracce di questi eventi tettonici, sono ben visibili analizzando le sequenze delle unità tettoniche ed i contatti tra esse, spesso determinati da faglie e sovrascorrimenti. Il sistema di faglie presente nel territorio risulta molto complesso e talvolta non visibile ma riconoscibile attraverso il rilevamento geologico con l'analisi dei contatti tra le diverse formazioni. Nel settore di Perdasdefogu ed Escalaplano la presenza delle coperture giurassiche e triassiche consente di riconoscere l'età tardo-paleozoica di alcune faglie. Al sistema di faglie N-S, ben sviluppato nel settore SW, tra l'altopiano di Perdasdefogu e il Riu Flumineddu, appartengono tre faglie principali, che tagliano le formazioni eoceniche. Le prime due delimitano a W l'altopiano di Perdasdefogu costituendo due dei principali lineamenti morfologici dell'area. Si tratta di due faglie dirette vicarianti molto inclinate che ribassano la parte occidentale. La più meridionale si sviluppa per oltre 15 km da Bruncu Paulu Pili fino ad Arcu Is Passus. Il massimo rigetto, di circa 200 m, è raggiunto nel tratto intermedio. Questa faglia esaurisce il suo rigetto nei calcari giurassici a SW di Perdasdefogu; parte del rigetto è trasferito su una faglia vicariante che prosegue verso N per una decina di chilometri, abbassando ancora il suo lato occidentale. Una terza faglia corre parallela alla prima circa 24 km più a W. Si tratta di una faglia antitetica che si sviluppa in corrispondenza del tratto di maggior rigetto della faglia principale. E' ripidamente inclinata verso E, ha una lunghezza di circa 4 - 5 km e un rigetto di un centinaio di metri.

INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

I tratti geomorfologici del settore di studio sono dati da estese superfici sub-orizzontali del basamento paleozoico, al di sopra delle quali si trovano in discordanza angolare, le coperture eoceniche, incise dalle valli dei corsi d'acqua principali e dei loro affluenti.

In particolare nel settore in studio i corsi d'acqua principali che interessano l'area in esame sono rappresentati dal Rio Grutta e Tolu e il Riu Sischissola che incidono con i loro affluenti questi altopiani, formando valli con versanti a volte molto acclivi, che conferiscono talvolta al paesaggio un aspetto particolarmente aspro. Il basamento paleozoico che affiora nell'area di studio appare

inciso da un reticolo idrografico impostato sui principali lineamenti strutturali, tale aspetto è fortemente connesso con l'evoluzione tettonica dell'intero settore e in particolar modo con l'evoluzione plio-quadernaria.

Infatti, l'area in esame ha subito durante il Pliocene un generale sollevamento determinato da sistemi di faglie N-S connesse con l'apertura del bacino Tirrenico. Le superfici morfologiche pianeggianti è quella modellata sulle coperture eoceniche sono superfici sub-strutturali coincidenti con la superficie di stratificazione; l'altopiano si sviluppa prevalentemente intorno ai 500 m di altitudine, dominato da rilievi caratteristici tipo "mesa".

Le incisioni operate dai torrenti conferiscono agli altipiani un andamento estremamente frastagliato, talora formando piccoli affioramenti isolati (mesas) che risaltano sui più regolari del basamento paleozoico per i loro orli a gradinata subverticali. In alcune aree, l'evoluzione del rilievo è riconducibile ad una genesi più complessa che ha portato prima alla riesumazione dell'antica superficie di erosione coincidente con il penepiano permo-triassico, a seguito della tettonica oligo-miocenica e plio-pleistocenica, ed al conseguente smantellamento, quasi completo, della copertura eocenica.

Spesso lungo le superfici strutturali si osserva un'erosione regressiva operata da profonde incisioni vallive, formando talvolta vere e proprie forre.

Per quanto riguarda in dettaglio l'area in studio, siamo in corrispondenza di una superficie che degrada dolcemente verso SE, con quote che vanno da 490 m a 440 m, mentre l'impianto sarà realizzato tra le quote 483 m e 470 m. Di seguito si riporta l'ubicazione dell'impianto con le curve di livello estrapolate dal DTM 1 m delle Fasce Fluviali sezione 541100.

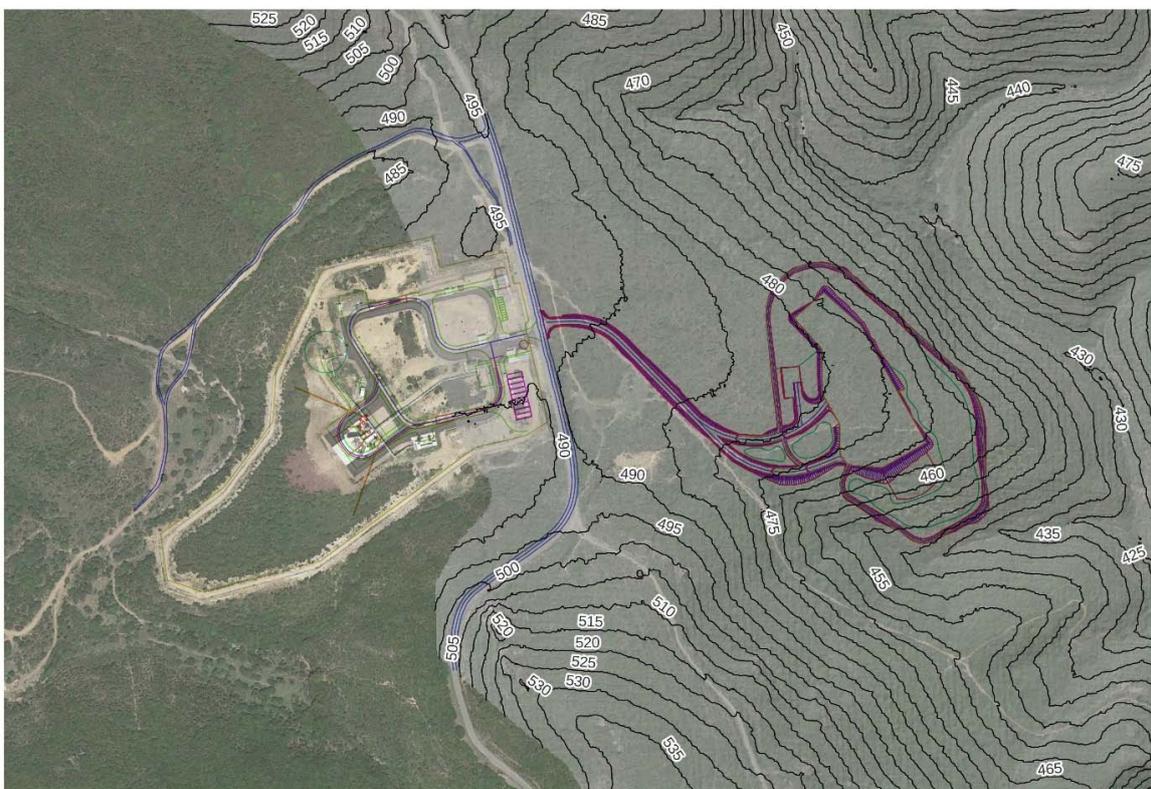


Figura 6_DTM 1 m delle Fasce Fluviali sezione 541100 su curve di livello

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

L'assetto idrogeologico del settore è caratterizzato dalla prevalenza di litotipi a permeabilità medio-bassa (rocce appartenenti al basamento paleozoico ed alle successioni vulcaniche e sedimentarie tardo-paleozoiche), rispetto a litotipi a permeabilità medio-alta (dolomie e calcari mesozoici, calcari ed arenarie eoceniche, alluvioni attuali).

Tali differenze di permeabilità comportano, al contatto fra i litotipi permeabili e quelli impermeabili, l'emergenza delle acque circolanti nel sottosuolo, come testimoniato dalle numerose sorgenti presenti. In particolare si tratta di sorgenti di contatto per limiti di permeabilità (litologici o strutturali), ubicate in prevalenza alla base dei Tacchi (Tacco di Perdasdefogu), o per soglia di permeabilità, lungo importanti direttrici tettoniche.

Durante l'esecuzione dei sondaggi in nessun caso è stata riscontrata la presenza di una falda.

Dalla Carta Idrogeologica e delle Permeabilità, riportata in allegato ed estrapolata dal GeoPortale Ras, si evince che i terreni interessati dall'opera sono caratterizzati da una permeabilità media per fratturazione

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA

Al fine di ricostruire il modello geologico del sito è stata predisposta una campagna geognostica consistente nell'esecuzione di n. 9 sondaggi geognostici e n. 2 indagini geofisiche, di cui n.1 con prospezione sismica M.A.S.W. per la determinazione dei parametri Vs e Pq, e n. 1 del tipo DOWN HOLE. Durante la campagna geognostica sono stati inoltre prelevati una serie di campioni rappresentativi per la determinazione delle caratteristiche geotecniche e chimiche.

Di seguito si riporta la planimetria con l'ubicazione delle indagini su base Google Earth e con rappresentazione dell'ingombro dell'impianto.

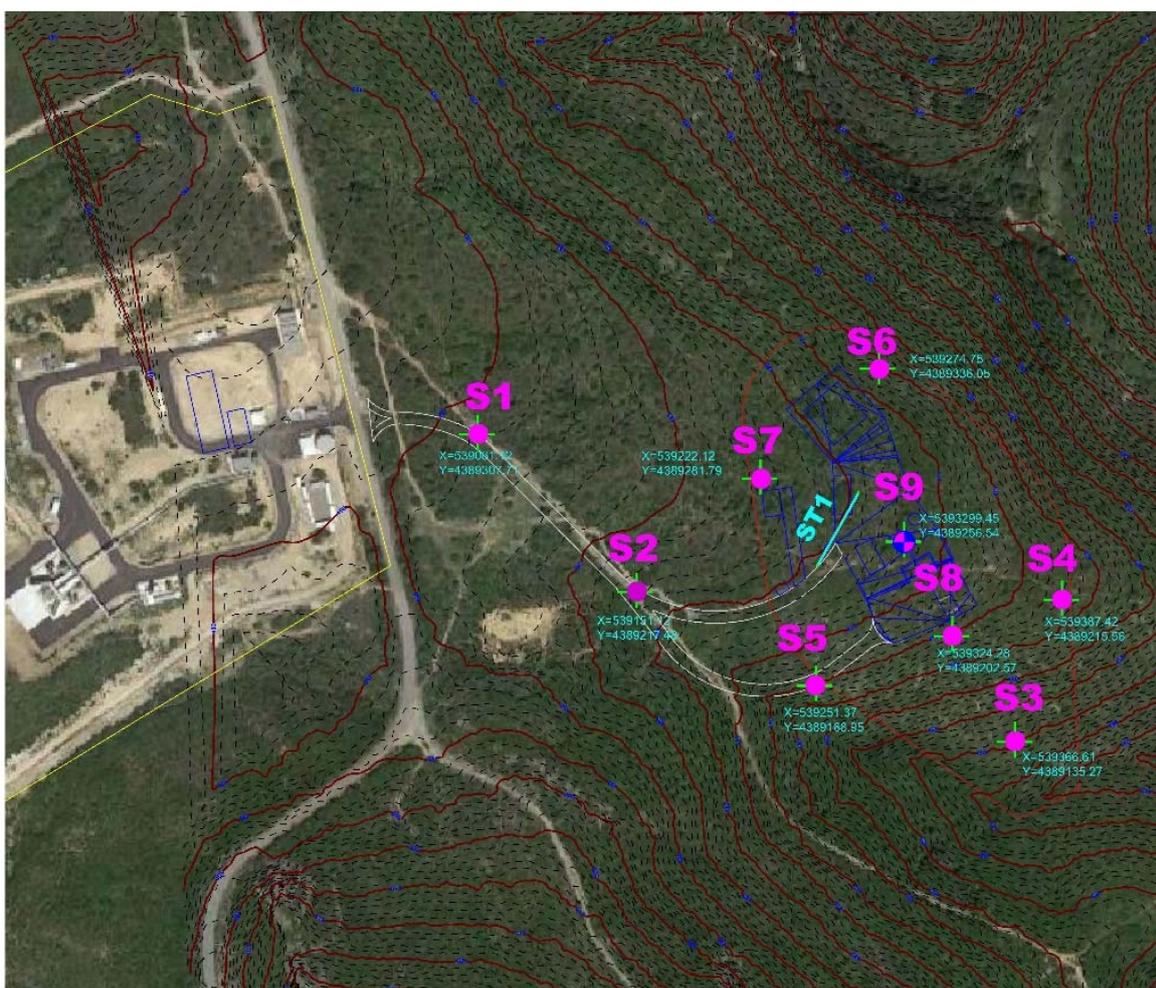


Figura 9_ l'ubicazione delle indagini su base Google Earth e ingombro dell'impianto e curve di livello

Indagine geognostica

I sondaggi sono stati eseguiti a rotazione a carotaggio continuo con carotiere semplice e/o doppio T6S del diametro $\varnothing = 101$ mm, ottenendo una percentuale di carotaggio pari al 100% per un totale di 118,00 metri (tutti verticali) di cui 99,30 metri eseguiti utilizzando la corona diamantata.

La perforazione è stata eseguita mediante una sonda idraulica cingolata tipo JC 60 GEO con capacità di coppia pari a 800 kgm e 600 giri al minuto, con un recupero pressoché totale e ha

richiesto l'utilizzo, in parte, del rivestimento provvisorio in acciaio $\varnothing = 127$ mm per il mantenimento del foro in avanzamento.

Durante l'esecuzione dei sondaggi non è stata rinvenuta la falda.

I carotaggi appena estratti sono stati riposti in apposite cassette catalogatrici.

Le perforazioni si sono spinte a profondità diverse in corrispondenza di ciascun sondaggio, come riassunto nella tabella sottostante.

TABELLA RIEPILOGATIVA SONDAGGI E PROFONDITA'

SONDAGGIO n.	PROFONDITA' m
S1	5,00
S2	5,00
S3	10,00
S4	5,00
S5	5,00
S6	10,00
S7	15,00
S8	28,00
S9	35,00

I punti di indagine sono stati ubicati in riferimento al Documento preliminare del Piano delle indagini geognostiche, geotecniche e ambientali e identificati dalle coordinate e quote di seguito riportate:

ID Sondaggio	EST	NORD	Quota m s.l.m.
S1	539061.12	4389307.71	535.370
S2	539151.12	4389217.48	528.394
S3	539366.61	4389135.27	496.583
S4	539387.42	4389215.56	521.931
S5	539251.37	4389168.95	529.117
S6	539274.75	4389336.05	523.340
S7	539222.12	4389281.79	515.483
S8	539324.28	4389202.57	517.274
S9	539299.45	4389256.54	519.850

Sono stati inoltre prelevati, dei campioni semidisturbati per poter effettuare delle successive prove geotecniche c/o il laboratorio GEOSYSTEM SRL, e prove chimiche c/o laboratorio LEONARDI SAS.

Nella tabella seguente si riepilogano i prelievi per le prove geotecniche consentendo una visione d'insieme.

SONDAGGIO	CAMPIONE	QUOTA
S1	C1	2,50-3,00
S2	C1	1,60-2,00
S3	C1	8,40-8,80
S4	C1	3,00-3,40
S5	C1	1,70-2,00
S7	C1	2,50-2,80
S8	C1	12,40-12,80
S8	C2	19,00-19,35
S9	C1	0,60-1,00
S9	C2	2,60-2,80
S9	C3	19,30-19,60

Nella tabella seguente si riepilogano i prelievi per le analisi chimiche

SONDAGGIO	CAMPIONI QUOTA
S1	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S2	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S3	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S4	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S5	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S6	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00

S7	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S8	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S9	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00

Di seguito si riporta la documentazione fotografica e le relative stratigrafie con la ricostruzione del modello geologico scaturita dalle indagini dirette, mentre in allegato le sezioni geologiche esemplificative.



S1 – DA 0,00 m A 5,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.40 m: terreno di copertura grigio - marron ghiaioso sabbioso limoso;
- da 0.40 a 3.80 m: coltre detritica ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con trovanti litici del basamento arenaceo conglomeratico;
- da 3.80 a 5.00 m: alternanza di arenarie grigie e arenarie conglomeratiche poligeniche beige alterate e fratturate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico



S2 – DA 0,00 m A 5,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.30 m: terreno di copertura grigio ghiaioso sabbioso limoso;
- da 0.30 a 5.00 m: alternanza di arenarie e arenarie carbonatiche argillose grigio nocciola e arenarie conglomeratiche poligeniche beige costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate e a tratti molto compatte.



S3 – DA 0,00 m A 5,00 m



S3 – DA 5,00 m A 10,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.30 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso con qualche radice;
- da 0.30 a 2.50 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate.

- da 2.50 a 10.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico molto compatte.



S4 – DA 0,00 m A 5,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.40 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso con qualche radice;
- da 0.40 a 3.00 m: coltre detritica ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con trovanti litici del basamento arenaceo conglomeratico;
- da 3.00 a 5.00 m: arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate e a tratti molto compatte.



S5 – DA 0,00 m A 5,00 m

- STRATIGRAFIA:
- da 0.00 a 0.20 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso con qualche radice;
- da 0.20 a 1,70 m: coltre detritica ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con trovanti litici del basamento arenaceo conglomeratico;
- da 1,70 a 5.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate e a tratti molto compatte.



S6 – DA 0,00 m A 5,00 m



S6 – DA 5,00 m A 10,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.20 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso;
- da 0.20 a 1,80 m: coltre detritica ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con trovanti litici del basamento arenaceo conglomeratico;
- da 1.80 a 5.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate.

- da 5.00a 10.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico molto compatte.



S7 – DA 0,00 m A 5,00 m



S7 – DA 5,00 m A 10,00 m



S7 – DA 10,00 m A 15,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.20 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso;
- da 0.20 a 2,30m: coltre detritica ghiaioso-sabbiosa in matrice limosa con trovanti litici del basamento arenaceo conglomeratico;
- da 2,30 a 12.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate.
- da 12.00 a 15.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico molto compatte.



S8 – DA 0,00 m A 5,00 m



S8 – DA 5,00 m A 10,00 m



S8 – DA 10,00 m A 15,00 m



S8 – DA 15,00 m A 20,00 m



S8 – DA 20,00 m A 25,00 m



S8 – DA 25,00 m A 28,00 m

STRATIGRAFIA:

- da 0.00 a 0.10 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso;
- da 0.10 a 7.00m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate;
- da 7,00 a 28.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico molto compatte, con intercalazioni di orizzonti calcareo neritici di ambiente transizionale.



S9 – DA 0,00 m A 5,00 m



S9 – DA 5,00 m A 10,00 m



S9 – DA 10,00 m A 15,00 m



S9 – DA 15,00 m A 20,00 m



S9 – DA 20,00 m A 25,00 m



S9 – DA 25,00 m A 30,00 m



S9 – DA 30,00 m A 35,00 m

STRATIGRAFIA:

da 0.00 a 0.60 m: terreno di copertura bruno-nocciola ghiaioso sabbioso limoso;

da 0.60 a 7.70: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico da alterate e intensamente fratturate;

da 17.70 a 35.00 m: alternanza di arenarie, calcari arenacei grigi e arenarie conglomeratiche poligeniche beige con chiazze arrossate costituite da clasti arrotondati del basamento paleozoico compatte;

Indagine geofisica

L'indagine geofisica eseguita dalla Tergam S.R.L. è consistita nell'esecuzione di un down-hole (sondaggio S9), di un profilo Re.Mi. per la stima della V_{seq} . Di seguito si riportano i dati salienti scaturiti dalla prova, mentre per i dettagli si rimanda alla relazione specialistica.

La prova Down-hole, è comunemente utilizzata per ottenere informazioni circa le caratteristiche geologiche e soprattutto le proprietà meccaniche del terreno. Tali proprietà vengono dedotte dalla velocità di propagazione delle onde elastiche in corrispondenza delle diverse litologie.

Sulla base della prova sono stati identificati 3 diversi strati in funzione dei valori medi di propagazione delle onde sismiche, di seguito schematizzati in tabella:

Prof (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)
0.00-3.72	494	451
3.72-10.72	984	720
10.72-34.72	1778	1043

Principali proprietà meccaniche: V_p = velocità di propagazione onde P; V_s = velocità di propagazione onde S;

Mentre per la stima delle V_{seq} si è utilizzata la tecnologia Re.Mi. Quest'ultima è calcolata in modo analogo alla V_{s30} , ma invece di estendere la media pesata fino ai rigorosi 30 metri di profondità adesso viene portata fino ad una profondità H (che può essere pari a 30 m, ma anche ad un valore minore). A stabilire tale profondità H è il raggiungimento del "substrato" roccioso, caratterizzato da valori di velocità superiori a 800 m/s. Nel caso specifico è stata eseguita una stima della V_{seq} con misure effettuate in corrispondenza di 1 profilo della lunghezza di 46 m.

Per quanto riguarda la stima dalla V_{seq} , poiché i valori di velocità delle onde di taglio supera gli 800 m/s già dalla superficie il profilo stratigrafico in questione (ST1) è da classificare come appartenente alla **categoria A** del decreto del 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, ovvero **"amassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m"**.

MODELLO GEOLOGICO DEFINITIVO

Da quanto scaturito dall'indagine geognostica e geofisica, si può riassumere quanto segue:

I terreni in cui ricadono le opere previste sono costituiti da un substrato roccioso riconducibile alla Formazione eocenica della Formazione di Monte Cardiga, ampiamente rappresentato da arenarie, calcari arenacei argilloso - marnosi, intercalati da lenti di conglomerati poligenici grossolani in grossi strati, a prevalenti elementi ben elaborati del basamento paleozoico, con abbondanza di quarzo, liti, "porfidi" e altre vulcaniti, generalmente ben classati, con abbondante matrice arenacea. Questo substrato si presenta superficialmente più o meno alterato e fratturato, più compatto in profondità. Localmente si rinviene una coltre terrigena ghiaioso sabbiosa limosa sciolta e incoerente. Data la tipologia delle rocce e la conformazione del rilievo non si ha la presenza di suoli evoluti, ma esclusivamente una debole copertura pedogenetica di spessore medio intorno a 0,30 m. Di seguito si riporta la sezione geologica tipo A-A estrapolata dalla Tavola Profili geologico-geotecnici.

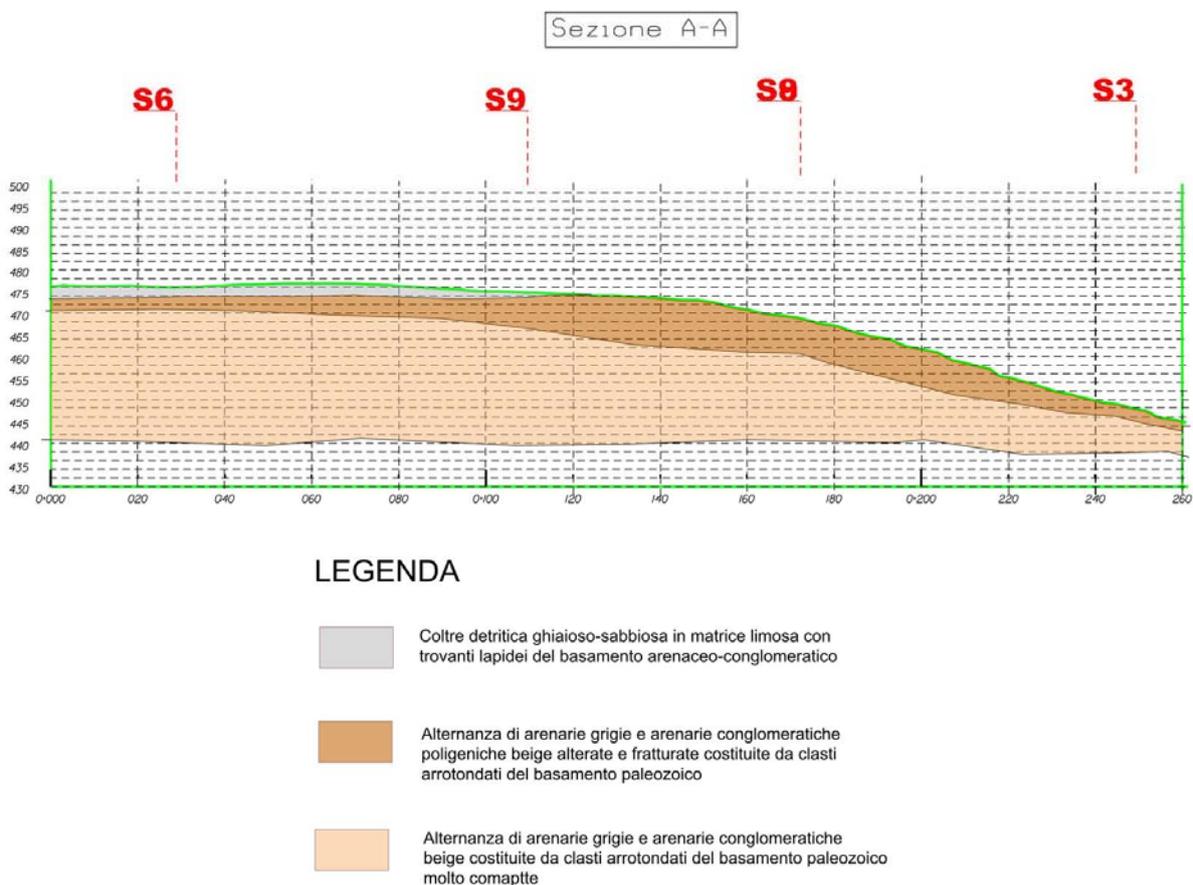


Figura 10_Profilo Geologico esemplificativo

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Al fine di caratterizzare i terreni dal punto di vista geotecnico sono stati prelevati, dei campioni semidisturbati. Tali prove sono state eseguite dal laboratorio GEOSYSTEM SRL.

Al fine di gestire i materiali provenienti dagli scavi da realizzarsi a seguito della realizzazione dell'opera in oggetto, si è proceduto inoltre alla caratterizzazione chimica preliminare degli stessi, presso il laboratorio LEONARDI SAS.

Nella tabella seguente si riepilogano i prelievi per le prove geotecniche

SONDAGGIO	CAMPIONE	QUOTA
S1	C1	2,50-3,00
S2	C1	1,60-2,00
S3	C1	8,40-8,80
S4	C1	3,00-3,40
S5	C1	1,70-2,00
S7	C1	2,50-2,80
S8	C1	12,40-12,80
S8	C2	19,00-19,35
S9	C1	0,60-1,00
S9	C2	2,60-2,80
S9	C3	19,30-19,60

Nella tabella seguente si riepilogano i prelievi per le analisi chimiche

SONDAGGIO	CAMPIONI QUOTA
S1	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S2	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S3	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S4	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00

S5	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-5,00
S6	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S7	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S8	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00
S9	0,00-1,00/2,50-3,50/3,50-6,00

Di seguito si specificano le prove di laboratorio eseguite.

PROVE DI LABORATORIO

a) Prove geotecniche

Sono state eseguite complessivamente n. 15 prove, di cui n. 4 di determinazione granulometrica, limiti di Atterberg e di taglio diretto, e n. 7 prove di compressione monoassiale, così come specificato nella tabella che segue:

SONDAGGIO	CAMPIONE	PROVE LABORATORIO	CERTIFICATO
S1-C1	2,50-3,00	Determin. granulometria limiti	6648-11/23
		Taglio diretto	
S2-C1	1,60-2,00	Determin. Granulometria limiti	6648-10/23
		Taglio diretto	
S3C1	8,40-8,80	Compressione	6648-1/23
S4-C1	3,00-3,40	Determin. granulometria limiti	6648-9/23
		Taglio diretto	
S5C1	1,70-2,00	Compressione	6648-3/23
S7C1	2,50-2,80	Compressione	6648-2/23
S8C1	12,40-12,80	Compressione	6648-4/23
S8C2	19,00-19,35	Compressione	6648-6/23
S9-C1	0,60-1,00	Determin. granulometria limiti	6648-8/23
		Taglio diretto	

S9C2	2,60-2,80	Compressione	6648-5/23
S9C3	19,30-19,60	Compressione	6648-7/23

Classificazione delle Terre[CNR-UNI 10006]

Le prove di classificazione che comprendono l'analisi granulometrica e la determinazione dei limiti (liquido e plastico) di Atterberg, permettono di classificare il materiale secondo la normativa UNI 10006. L'analisi granulometrica con setacci viene eseguita sottoponendo il materiale ad un accurato prelavaggio sul setaccio n. 200 (0.074 mm di apertura delle maglie), per asportare tutta la frazione limo-argillosa, recuperando il trattenuto a detto setaccio e sottoponendolo a vagliatura per determinarne la distribuzione granulometrica e quindi il passante in percentuale a ciascun setaccio. Il quantitativo di materiale, occorrente per la formazione dei provino, varia a seconda della dimensione degli elementi presenti. Viene eseguita secondo la normativa contenuta nel bollettino CNR n. 23 del 14.12.1971 (ASTM D421 - D2217). Qualora la frazione limo-argillosa sia molto elevata, la consueta analisi con setacci, pur valida per la classificazione, è scarsamente significativa. Si ricorre allora all'analisi granulometrica per sedimentazione per conoscere i contenuti percentuali di sabbia, limo e argilla. La prova è basata sulla diversa velocità di sedimentazione dei granuli di dimensioni diverse in seno ad una apposita soluzione deflocculante. Il quantitativo di materiale rimasto in sospensione viene rilevato, ad intervalli di tempo crescenti, mediante letture con un densimetro. La prova viene eseguita secondo la norma ASTM D422.

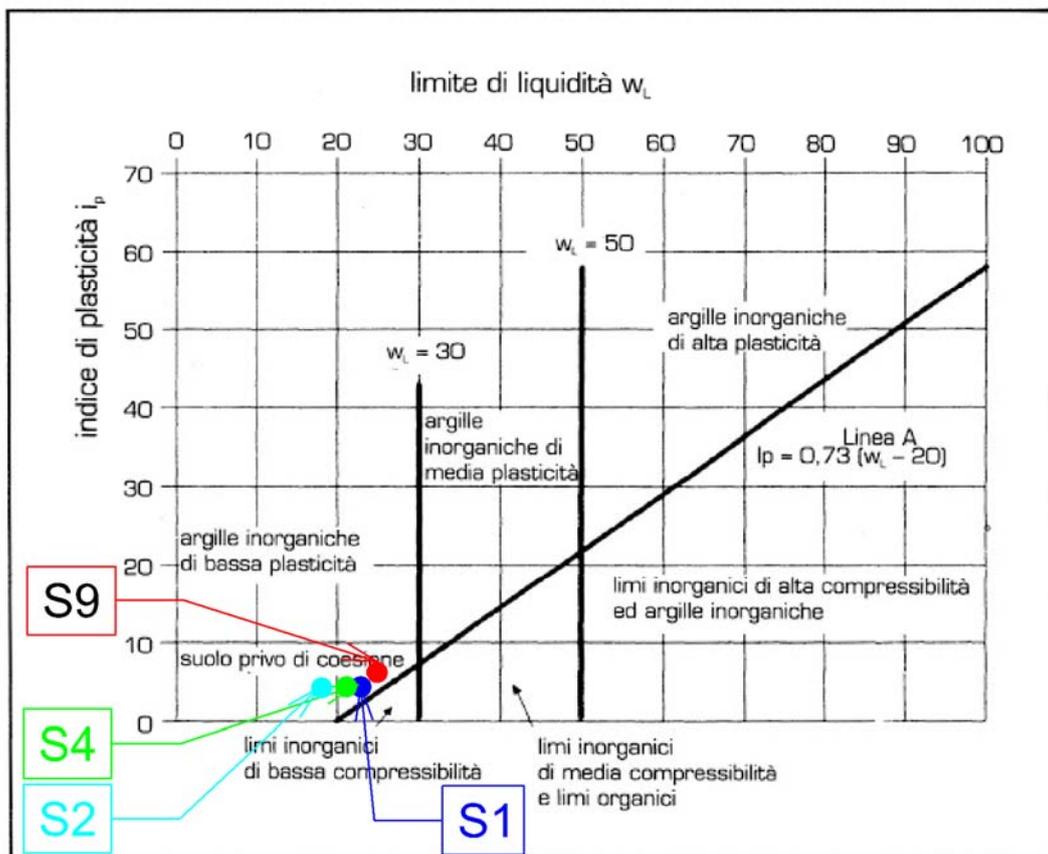
I limiti di Atterberg servono per valutare le caratteristiche di plasticità di un terreno. Il limite liquido è definito come il contenuto di umidità che separa lo stato liquido dallo stato plastico; analogamente il limite plastico separa lo stato plastico dallo stato semisolido di un terreno. La differenza numerica tra questi due limiti è chiamata indice plastico. I limiti di Atterberg vengono determinati su un quantitativo di 100-200 g di materiale passante al setaccio 0,425 UNI seguendo la norma CNR-UNI 10014 (ASTM D4318-84).

Sulla frazione fine sono stati determinati i limiti di "Atterberg": limite liquido, limite plastico, indice di plasticità e indice di gruppo (vedi diagramma plasticità). I campioni, sulla base della classificazione HBRAASHTO (CNR-UNI 10006), che tiene conto dei limiti di Atterberg, sono classificati come:

Campione	Classificazione: Sottogruppo
C1_S9_prof. 0,60-1,00 m	A 4 _ Limi poco compressibili
C1_S2_prof. 1,60 -2,00 m	A 2-4 _ Ghiaie, o sabbia limosa o argillosa
C1_S1_prof. 2,50-3,00 m	A 2-4 _ Ghiaie, o sabbia limosa o argillosa
C1_S4_prof. 3,00-4,00 m	A 1 -B_ Ghiaie, ghiaie sabbiose

		S4		S1-S2				S9					
Prospetto I - Classificazione delle terre													
Classificazione generale	Terre ghiaio-sabbiose Frattione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 35%						Terre limo-argillose Frattione passante allo staccio 0,075 UNI 2332 35%						Torbe e terre organiche palustri
Gruppo	A 1		A 3	A 2				A 4	A 5	A 6	A 7		A 8
Sottogruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7				A 7-7	A 7-6	
Analisi granulometrica													
Frattione passante allo staccio													
2 UNI 2332 %	50	50	50	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35
0,4 UNI 2332 %	30	25	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
0,075 UNI 2332 %	15	25	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Caratteristiche della frattione passante allo staccio 0,4 UNI 2332													
Limite liquido	-		N. P.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
Indice di plasticità	-			10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Indice di gruppo	0		0	0				4	8	12	16	20	
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaie o breccie sabbiose, sabbia grossa, pomice, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia o sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili mediamente plastiche	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre
Qualità portanti: quale terreno di sottolongo in assenza di gelo	Da eccellente a buona						Da mediocre a scadente						Da scartare come sottolongo
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottolongo	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata	Media	Elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio	Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa				Scarsa o nulla					
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto - Incenerenti allo stacco asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla				Reagiscono alla prova di scuotimento * - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido		Non reagiscono alla prova di scuotimento * - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido			Fibrosi di color bruno o nero - Facilmente individuabili a vista

* Prova di coesione che può servire a distinguere i limi delle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, appaiono sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scompare comprimendo il campione fra le dita.



Sulla base di quanto scaturito dalle prove i terreni in esame per una profondità dal p.c. di circa 4 m sono costituiti pertanto da:

- limi poco compressibili passanti a ghiaie da sabbioso argillose a ghiaie grossolane, caratterizzate da limite liquido (LL) e da indice plastico (IP) variabile rispettivamente da 19 a 25 e da 4 a 6, indicativi di un suolo privo di coesione (vedi diagramma di plasticità di Casagrande).

Prove di Taglio

Questo tipo di prove constano nel sottoporre a verifica almeno tre provini. La prova è suddivisa in una fase di consolidazione e in una di deformazione a rottura. Ciascun provino viene alloggiato nella scatola di Casagrande e sottoposto a consolidazione, mediante l'applicazione per step di carico, calcolati sulla base della tensione geostatica in sito.

Terminata la fase di consolidazione, mantenendo il carico assiale costante, il provino viene portato a rottura a velocità costante, mediante uno spostamento della parte inferiore della scatola ad opera del motore azionato dalla macchina di taglio.

La prova è condotta su almeno tre provini appartenenti allo stesso campione di terreno, preventivamente consolidati a valori di pressione normale crescente. Alla fine della fase di consolidazione, documentata attraverso la lettura dei cedimenti nel tempo, si procede con la fase di taglio imponendo una velocità di deformazione e registrando lo sforzo che ne consegue.

Per determinare i parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate, la velocità di taglio deve essere sufficientemente contenuta affinché durante la fase di rottura non si riproducano sovrappressioni nei pori. Tale velocità dipende dalla permeabilità del suolo in esame ed è quindi correlata con la velocità di consolidazione.

Per ogni provino si ottengono tre diversi valori di resistenza al taglio (τ_f), proporzionali alle tre diverse pressioni di consolidazione applicate (σ_n), in base ai quali si può tracciare la retta di Coulomb $\tau_f = c + (\sigma_n \times \tan \varphi)$, la cui pendenza e intercetta con l'asse τ , rappresentano rispettivamente l'angolo di attrito φ e la coesione c di un terreno, parametri caratteristici di resistenza meccanica. Durante la prova si controlla la velocità di applicazione del carico, misurando con un dinamometro il valore dello sforzo orizzontale al crescere della deformazione. Si può quindi tracciare il diagramma τ - deformazione per diversi valori dello sforzo verticale, e determinare quindi il massimo valore di τ .

Durante la fase di rottura, ad ogni spostamento della parte inferiore della scatola, corrisponderà un aumento del carico, registrato da un anello dinamometrico. Si potrà in questo modo determinare la forza che agisce sul piano orizzontale rispetto allo spostamento fino al punto di rottura del provino.

I dati grafici determinano l'involuppo a rottura dei provini da cui è possibile ricavare:

- L'angolo di attrito interno **phi' ϕ** (coefficiente angolare della retta di interpolazione)
- La coesione **c'** (intercetta sull'asse delle ordinate)

Nel caso specifico la prova è stata realizzata su provini semidisturbati con modalità consolidata non drenata ad una velocità di 0,20 mm/min, ed i risultati possono essere in tal modo riassunti, mente in allegato si riportano i relativi certificati:

Campione	V.D.A.	Angolo d'attrito (ϕ°)	Coesione Kg/cm ²
C1/S9 prof. 0,60-1,00 m	6648-8	32,1°	0,14
C1/S2 prof. 1,60 -2,00 m	6648-10	34,2°	0,16
C1/S1 prof. 2,50-3,00 m	6648-11	37,1°	0,13
C1/S4 prof. 3,00-4,00 m	6648-9	36,4°	0,13

Prove di Compressione Monoassiale

La Prova di Compressione Uniassiale, o anche prova monoassiale è un test che permette di caratterizzare la resistenza di una roccia ed è standardizzata ai sensi della Norma ASTM D7012. La prova può essere condotta con due modalità:

Metodo di prova Monoassiale C: con questo metodo si misura la resistenza alla compressione della roccia, senza indagarne la deformazione.

Metodo di prova Monoassiale D: in questo caso la prova prevede la determinazione dei moduli elastici e indaga tanto la resistenza a compressione, quanto le modalità di deformazione, permettendo di ottenere la curva sforzi-deformazioni.

Per il caso specifico è stato utilizzato il Metodo C.

I risultati ottenuti hanno permesso di stabilire che la roccia si presenta compatta, con massa Volumica compresa tra 2749 Kg/m³ e 2389 Kg/m³ e resistenza massima pari a 99,66 N/mm² nel campione C1S3 e quella minima pari a 41,32 N/mm² nel campione C1S9. Mentre il conglomerato roccioso che si presenta fratturato ha mostrato valori di massa Volumica e resistenza rispettivamente compresi tra 2272 Kg/m³ (C1S7) e 2334 Kg/m³ (C1S8) e 2,81 N/mm² (C1S7) e 6,08 N/mm² (C1S8).

Prova Sismica Down Hole

Per quanto concerne inoltre i risultati ottenuti con la prova Down Hole sul sondaggio S9, ha permesso di individuare 3 strati in funzione dei valori medi di propagazione delle onde sismiche e i seguenti parametri:

Prof (m)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν_{dyn}	E_{dyn} (GPa)	G_{dyn} (GPa)	K_{dyn} (GPa)
0.00-3.72	494	451				
3.72-10.72	984	720				
10.72-34.72	1778	1043	0.24	5.54	2.24	3.52

Principali proprietà meccaniche: V_p = velocità di propagazione onde P; V_s = velocità di propagazione onde S; ν_{dyn} = Coefficiente di Poisson dinamico; E_{dyn} = Modulo di Young dinamico; G_{dyn} = Modulo dinamico di rigidezza; K_{dyn} = Modulo dinamico di deformabilità volumetrica.

In base ai risultati scaturiti dall'esecuzione di specifiche indagini dirette e indirette sul sito in studio si è stabilito che la stratigrafia dei luoghi è fondamentalmente costituita da un substrato roccioso coesivo da meno compatto in corrispondenza della porzione più alterata e fratturata fino a circa 12.00-13.00 m dal p.c. a più compatto fino alla profondità massima investigata (30 m).

L'indagine sismica Re.Mi ha permesso di inquadrare il Tipo di suolo (D.M. 17/01/2018) in classe A con valori delle V_{Seq} maggiori di 800 m/s già a partire dai primi metri indagati.

N. strato	Profondità (m)	Densità (g/cm³)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
1	0.00 – 13.73	2.21	908.28	1571.32
2	13.73– 23.55	2.09	842.58	1457.67
3	23.55 – 30.00	2.23	1247.96	2158.97

Il modello geotecnico, che prende in considerazione la situazione peggiore riscontrata in relazione alle caratteristiche della roccia fratturata, senza considerare la presenza della copertura pedogenetica e detritica poiché non saranno interessate dalle opere fondazionali, può essere schematizzato nel seguente modo:

- UNITA' A - da 0.00 m a – 12.80 m substrato roccioso fratturato e alterato.
- UNITA' B - da 12.80 m a 30.00 m substrato roccioso compatto

Le prove di laboratorio definiscono per la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta σ_{ci} un valore tra circa 41 – 100 (MPa), mentre per la roccia alterata σ_{ci} ha un valore compreso tra circa 2,7 – 6,1 (MPa).

La porzione alterata presenta un grado di fratturazione superiore con RQD = 10 – 30 (%) e locali orizzonti ad RQD = 0 (%), inoltre i giunti sono spesso riempiti con materiale limoso – argilloso, dovuto al processo di alterazione del materiale.

Ai fini del calcolo dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso roccioso si adotta il valore di GSI, da utilizzare nell'involuppo di rottura di Hoek – Brown, derivante dalla correlazione $GSI = RMR89 - 5$. Sulla base delle suddette caratteristiche geo-strutturali considerando i parametri più cautelativi è possibile attribuire all'unità A e B i seguenti valori:

STRATO A

Parametro	Valore
Resistenza compressione uniassiale roccia alterata (MPa)	2,75
RQD (%)	10-30
RMR89	43
GSI	40
Coesione	225 KPa
Angolo d'attrito	27°-35°

STRATO B

Parametro	Valore
Resistenza compressione uniassiale roccia intatta (MPa)	41
RQD (%)	70-90
RMR89	67
GSI	62
Coesione	335 KPa
Angolo d'attrito	35°-40°

DESCRIZIONE DEL PROGETTO

L'impianto SPTF+ è destinato all'esecuzione di test per lo sviluppo e la qualifica di motori spaziali e componenti di motori spaziali a propulsione liquida (di seguito indicati come HTE, High Thrust Engine). In particolare, l'interesse è per i motori HTE alimentati a propellenti criogenici, visti il ridotto impatto ambientale e l'alto contenuto tecnologico e di innovazione, nell'ottica della prossima applicazione sulle nuove evoluzioni del lanciatore VEGA.

Si tratta di un progetto di ampliamento del sito preesistente. Il sito di installazione del nuovo banco di prova HTE rinominato SPTF+ dovrà integrarsi con l'attuale impianto SPTF ed è realizzato sul versante collinoso a est opposto a quest'ultimo. Nella sua configurazione di progetto è costituito da un unico vasto piazzale dalla forma allungata lungo la direttrice sud-est.

Tale configurazione ha la sua ragion d'essere nella necessità di ottimizzare l'allineamento inverso della linea di getto del motore rispetto al paese di Perdasdefogu, al fine di minimizzare il livello di rumore percepito nel centro abitato. Il sito si sviluppa su due livelli differenti, sfalsati di 5 metri.

La realizzazione del banco HTE consentirà le attività di sviluppo e qualifica del motore M60 di classe 60 kN ed alimentato con propellenti criogenici: ossigeno liquido (LOX) e metano liquido (LCH₄). Il banco prova HTE è dotato di una cella di prova che include la cella motore ed i serbatoi di LOX e LCH₄, per la prova si prevede una durata fino a 210 s.

Tali serbatoi (Start Tanks) sono dotati di collegamento fluidico permanente e completo con la cella prova. Le linee di alimentazione consistono in condotti, supporti, valvole e strumenti di misura (e.g. per misure di temperatura, pressione e portata) necessari a garantire la gestione del sistema, l'alimentazione del banco prova e l'esecuzione della prova. I componenti della linea di alimentazione sono compatibili con i fluidi criogenici. L'impianto è inoltre dotato di aree per lo stoccaggio pressurizzato di gas inerti (e. g. azoto N₂ ed elio).

Aree Operative Impianto SPTF+

L'impianto SPTF+ comprende una serie di aree dedicate, con le principali funzioni di seguito elencate:

1. Cella di prova. Area in cui il motore viene fissato ad una struttura di sostegno per l'esecuzione dei test. La struttura di sostegno è fissata ad una piastra di fondazione che garantisce la stabilità dell'insieme. Le attività sono schermate da una parete in c.a. di opportuna altezza.
2. Area di stoccaggio, raffreddamento e pressurizzazione del combustibile liquido LCH₄.
3. Area di stoccaggio, raffreddamento e pressurizzazione del comburente liquido LOX.
4. Area di stoccaggio, raffreddamento, pressurizzazione e vaporizzazione dell'azoto N₂.
5. Area di stoccaggio delle bombole di elio.
6. Area di vaporizzazione del metano prima di essere mandato in torcia.
7. Area di Vaporizzazione dell'ossigeno prima di essere disperso in atmosfera.

8. Tank acqua per sistema di abbattimento rumore e raffreddamento

9. Torcia per lo smaltimento dell'eventuale metano residuo non utilizzato durante il test o per situazioni di emergenza. L'accensione della torcia richiede di essere alimentata con GPL che sarà stoccato in serbatoio fuori terra dedicato.

10. Linee coibentate fuori terra, collegheranno le varie unità sostenute da pipe racks (quando sollevate da terra di alcuni metri) o sleepers quando posti ad un'altezza molto prossima al piano campagna.

11. Linee coibentate interrate con beole di protezione, collegheranno l'area azoto al resto di impianto.

12. Viabilità a servizio del nuovo impianto SPTF+, che collegherà in nuovo impianto con l'attuale impianto SPTF.

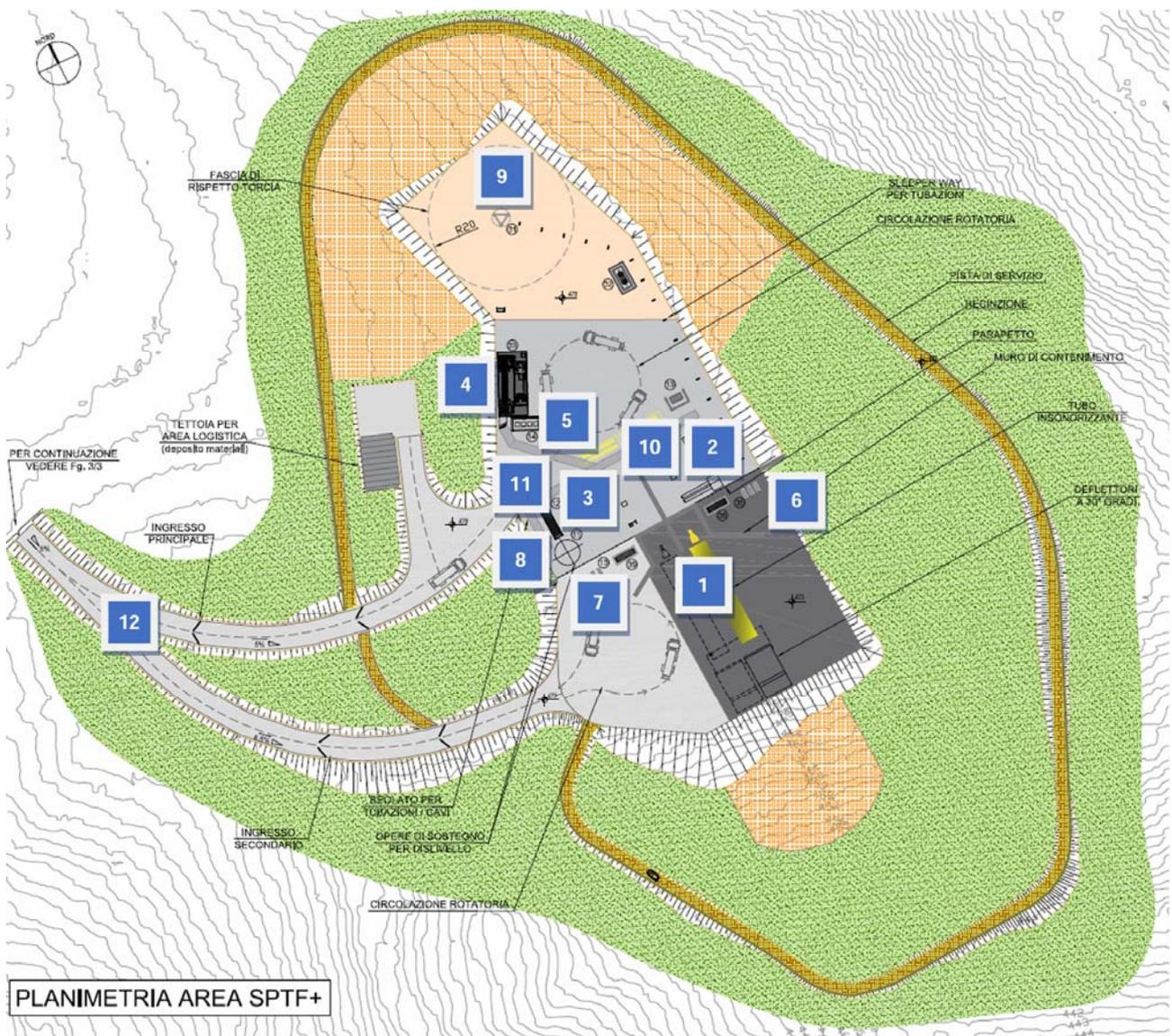


Figura 11_Lay-Out Impianto SPTF+

Cella Motore (1)

La cella motore è il cuore di questo impianto. Il motore viene fissato ad una struttura di supporto che lo sostiene durante il test e trasferisce in fondazione le forze sviluppate dall'accensione del motore. Le forze in gioco sono molto elevate e quindi è necessario predisporre fondazioni profonde. La struttura di supporto del motore sarà ancorata in fondazione tramite una piastra di acciaio inghisata in una soletta in c.a., supportata anch'essa da pali, come l'intero sviluppo dei plinti che sostengono le pareti di delimitazione della cella. Per questioni di sicurezza, il motore deve essere separato dalle altre unità adiacenti (soprattutto gli stoccaggi). Per tale motivo è circondato su 3 lati da muri in cemento armato dell'altezza adeguata (10 m che saranno confermati con Progetto di Dettaglio).

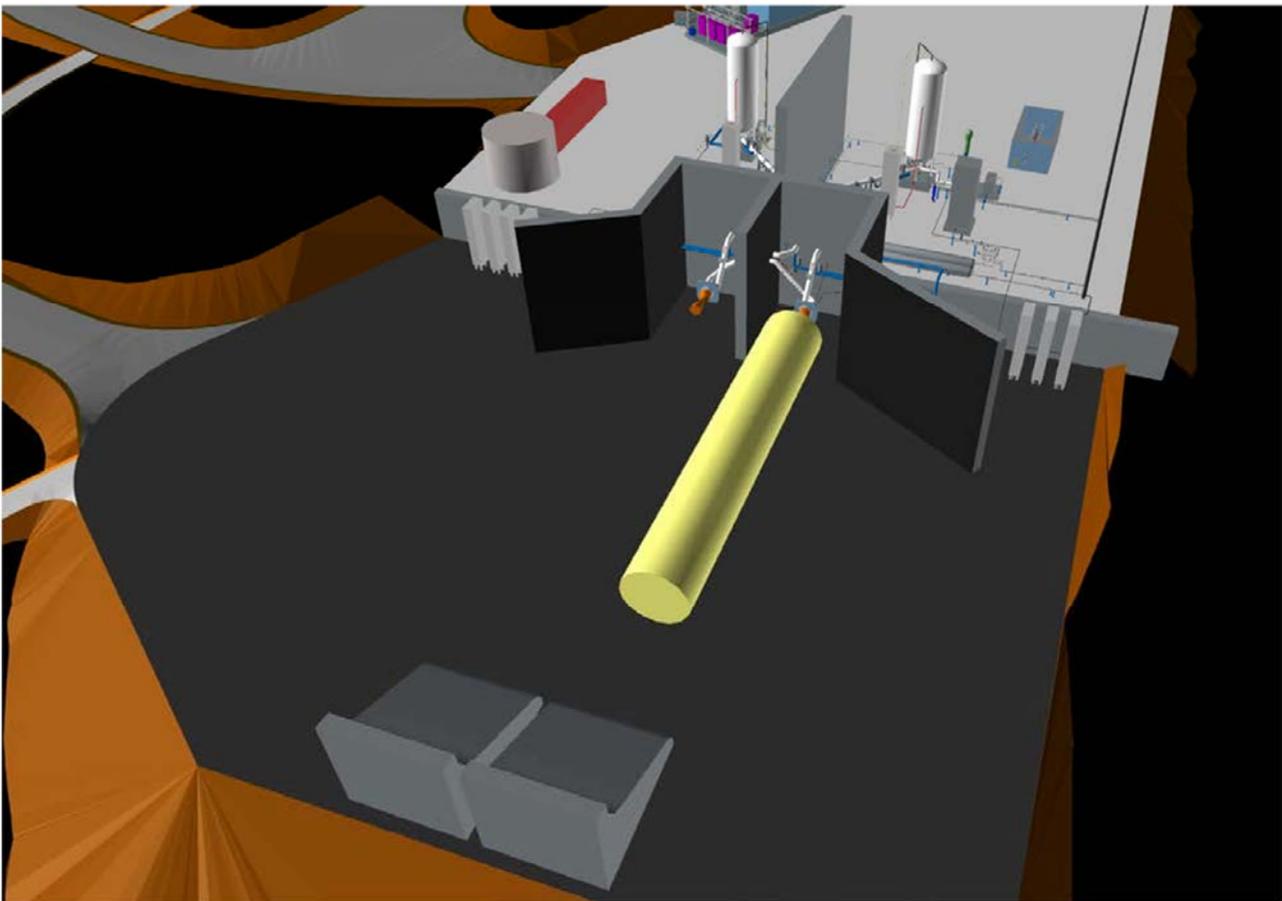


Figura 12_Vista tridimensionale cella motore

Tale parete ha anche la funzione di schermare serbatoi ed equipment dall'irraggiamento durante i test. In caso di esplosione del motore, si possono sviluppare delle sovrappressioni/depressioni per le quali la parete verrà dimensionata.

La cella motore è stata ipotizzata in configurazione doppia, questo per permettere l'intercambiabilità del motore da testare da una cella all'altra nonché per permettere l'installazione di un motore in configurazione "Power-Pack".

Sul fronte della cella è posizionato un tubo in struttura di acciaio della lunghezza di circa 30 m che è stato previsto per l'abbattimento acustico causato dalle onde sonore generate dal motore stesso. Questo sistema, attualmente in fase di definizione e che verrà completamente

ingegnerizzato con il Progetto di Dettaglio, sarà equipaggiato di un sistema di abbattimento acustico ad acqua in pressione.

All'estremità in uscita del tubo in struttura di acciaio sarà posizionata una rampa in acciaio con inclinazione 30° la cui funzione sarà quella di deflettere la fiamma motore (plume) verso l'alto per limitare l'estensione in orizzontale della fiamma stessa. L'intero sistema tubo e rampa sarà amovibile al fine di poterlo intercambiare da una cella a quella attigua.

La cella è dotata di una piazzola di manovra per consentire le manovre di carico e scarico del motore, con trailer a 6 assi e massa complessiva 100 t. La sezione stradale di adeguata larghezza è mantenuta anche in tale area, adottando dei raggi di curvatura planimetrici adeguati allo sterzo dei mezzi. Per le operazioni di movimentazione saranno utilizzate attrezzature mobili.

Area Sistema LCH4 (2)

Sulla base dei volumi di propellente necessari per l'esecuzione del test, è stato definito il volume del serbatoio denominato start tank T201, pari a 46 mc. Il sistema è posizionato ad una altezza di + 5m rispetto al posizionamento del motore, questa condizione renderà agevole il trasferimento del fluido verso il motore stesso. Nell'area saranno disposte altre apparecchiature e sistemi di collegamento come evidenziato nella documentazione di progetto. Tutti gli equipment saranno supportati da adeguati plinti di fondazione, mentre la restante area sarà coperta da una pavimentazione in c.a., a formare una piastra impermeabile che si estende dalla parete di separazione stoccaggi all'area di carico LCH4 con autocisterne.

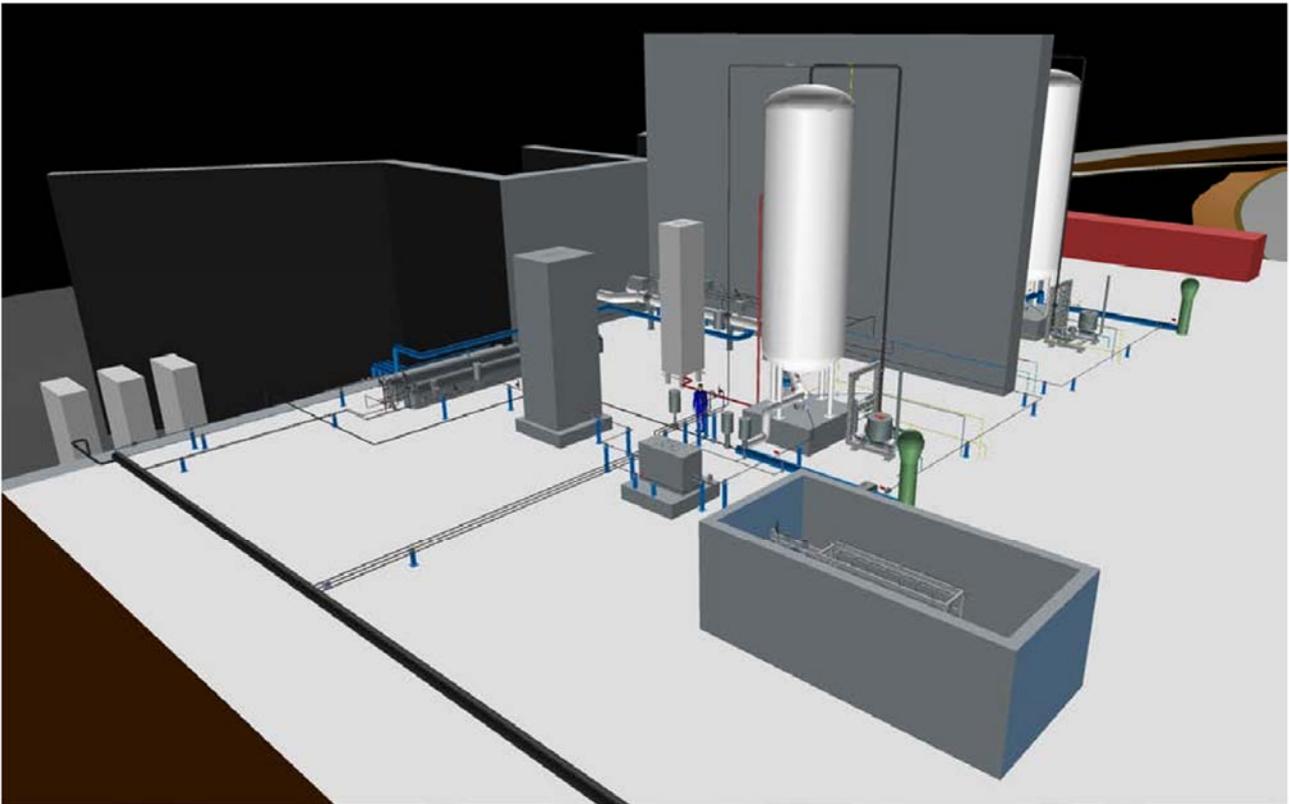


Figura 13_Vista tridimensionale area LCH4

Area Sistema LOX (3)

Sulla base dei volumi di propellente necessario per l'esecuzione del test, è stato definito il volume del serbatoio denominato start tank T101, pari a 54 mc. Anche questo sistema è posizionato ad una altezza di + 5m rispetto al posizionamento del motore, questa condizione renderà agevole il trasferimento del fluido verso il motore stesso. Nell'area saranno disposte altre apparecchiature e sistemi di collegamento come evidenziato nella documentazione di progetto. Tutti gli equipment saranno supportati da adeguati plinti di fondazione, mentre la restante area sarà coperta da una pavimentazione in c.a., a formare una piastra impermeabile che si estende dalla parete di separazione stoccaggi all'area di carico LOX con autocisterne.

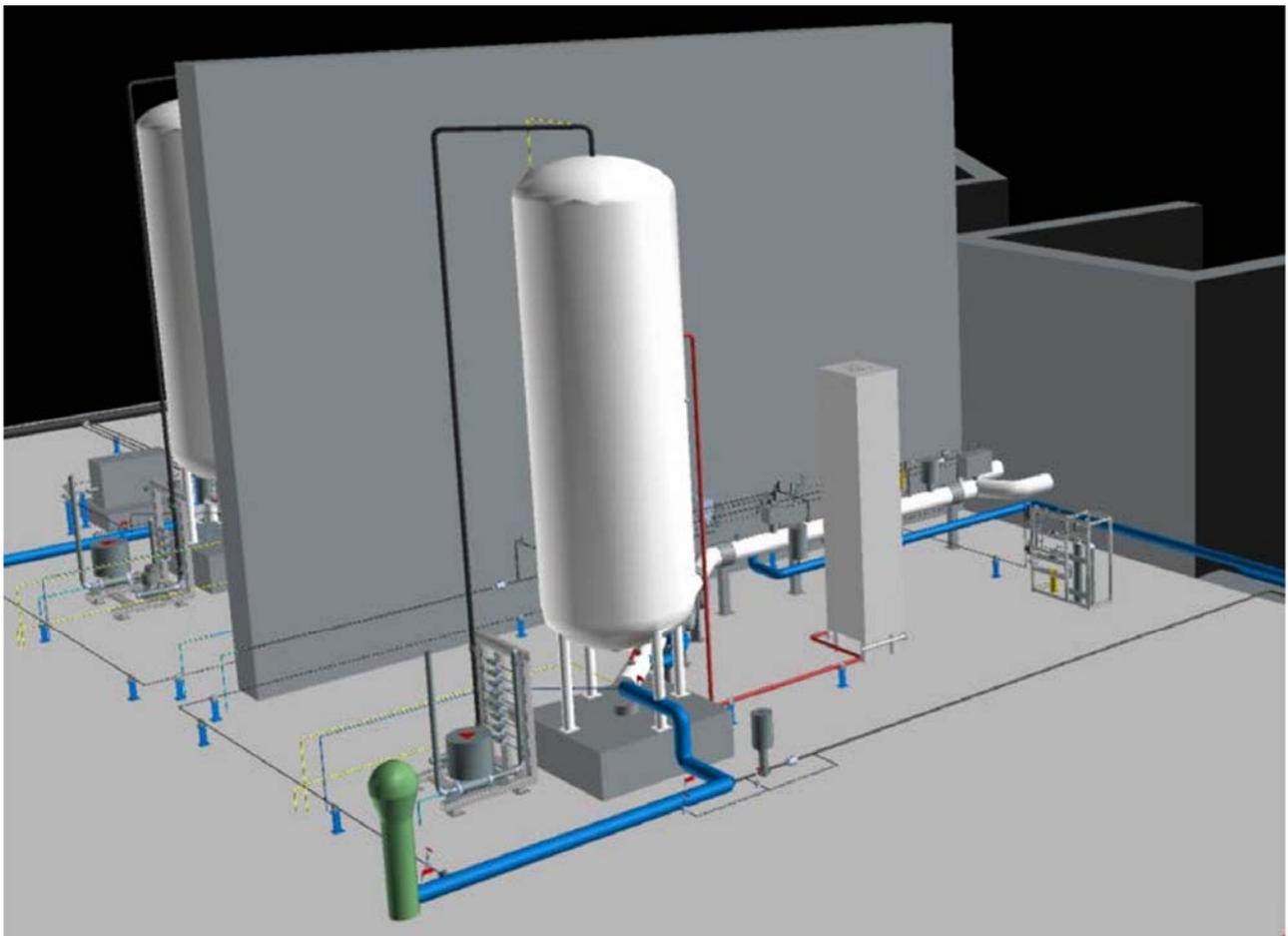


Figura 14_Vista tridimensionale area LOX

Area Azoto (4)

L'area Azoto è posizionata a circa 70 m di distanza dal motore. L'azoto, utilizzato per pressurizzare ed inertizzare, viene stoccato nel serbatoio T301 da 50 mc. L'ingombro in pianta è di circa 3,5 m, mentre l'altezza del vessel è di circa 15 m. Nell'area saranno disposte altre apparecchiature e sistemi di collegamento come evidenziato nella documentazione di progetto. Tutti gli equipment saranno supportati da adeguati plinti di fondazione, mentre la restante area sarà coperta da una pavimentazione in c.a., a formare una piastra impermeabile di dimensioni 18x8 m circa.

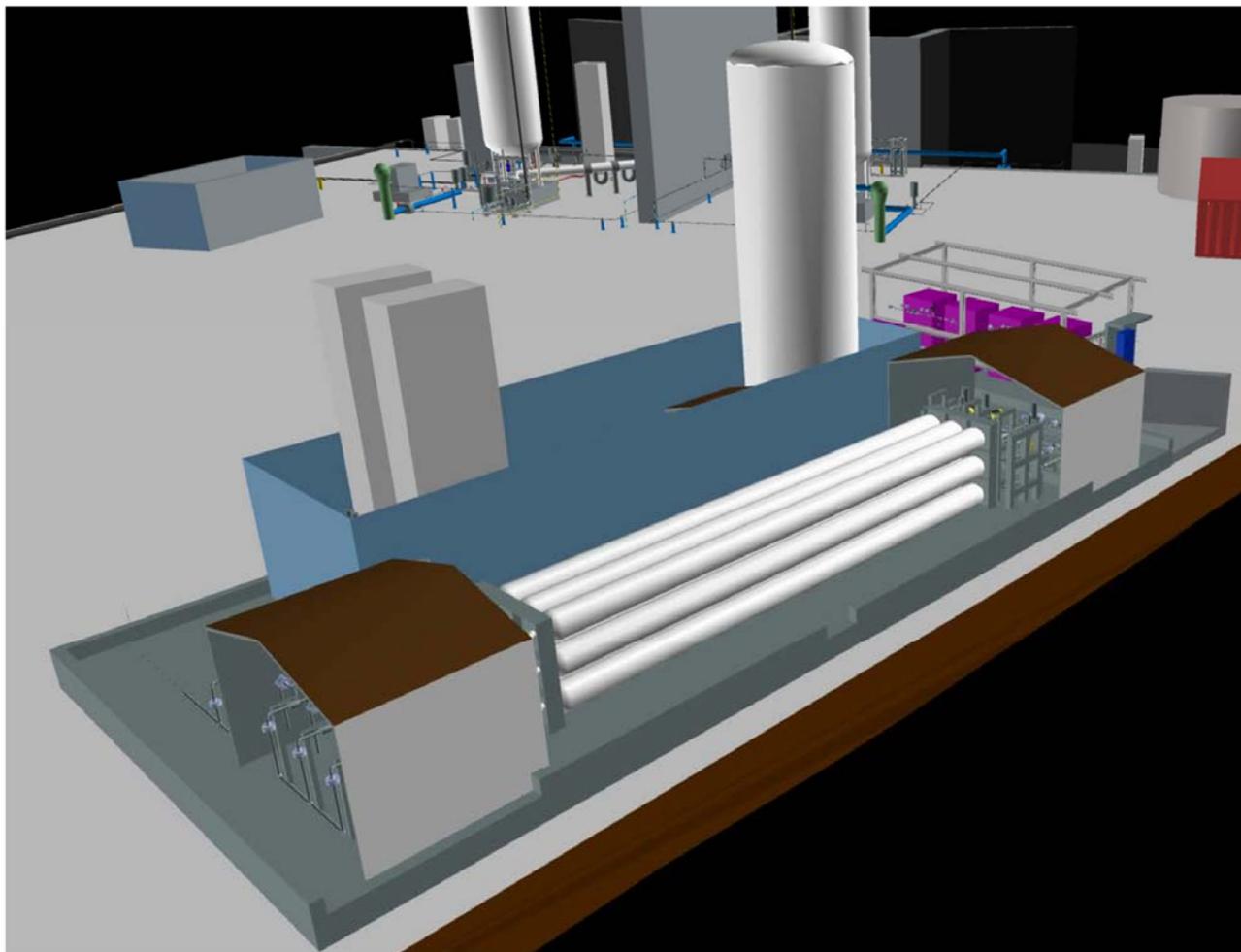


Figura 15_Vista tridimensionale area azoto

Area Stoccaggio Elio (5)

L'area di stoccaggio delle bombole di elio è stata predisposta su piazzola apposita, in posizione adiacente a quella dell'azoto. L'elio viene utilizzato come Helium Guard e per i servizi del motore. Allo scopo di predisporre uno stoccaggio per test multipli, è stata predisposta una piastra di 7x3 mq, coperta da una tettoia e recintata.

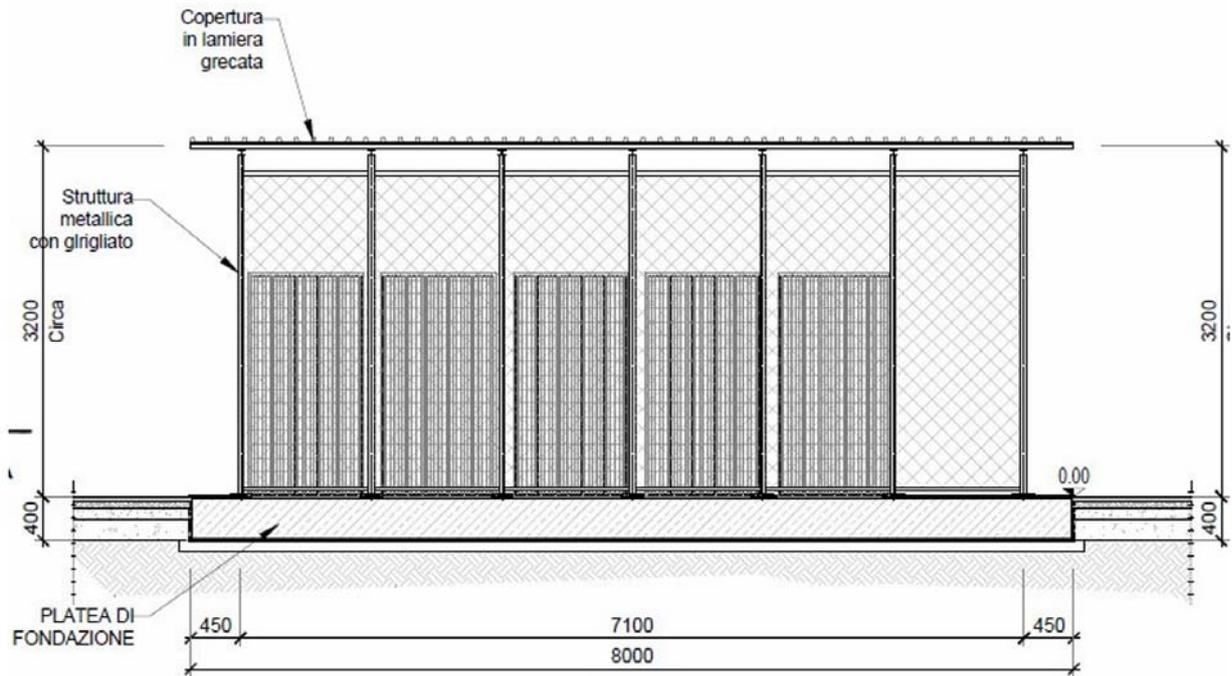


Figura 16_Lay-Out area elio (misure indicative)

Area Vaporizzazione Metano (6)

L'impianto di vaporizzazione metano ha la funzione di smaltimento del fluido residuo dal motore a valle delle prove e inviarlo in torcia. Questa funzione viene espletata mediante l'accumulo sul Waste Tank T202 con conseguente travaso sui vaporizzatori che permetteranno di trasformare il fluido dalla fase liquida a quella gassosa per invio in torcia. Al fine di agevolare il trasferimento in fase liquida del fluido, il sistema è posizionato a quota - 5m rispetto al resto dell'impianto ed alla stessa quota del motore.

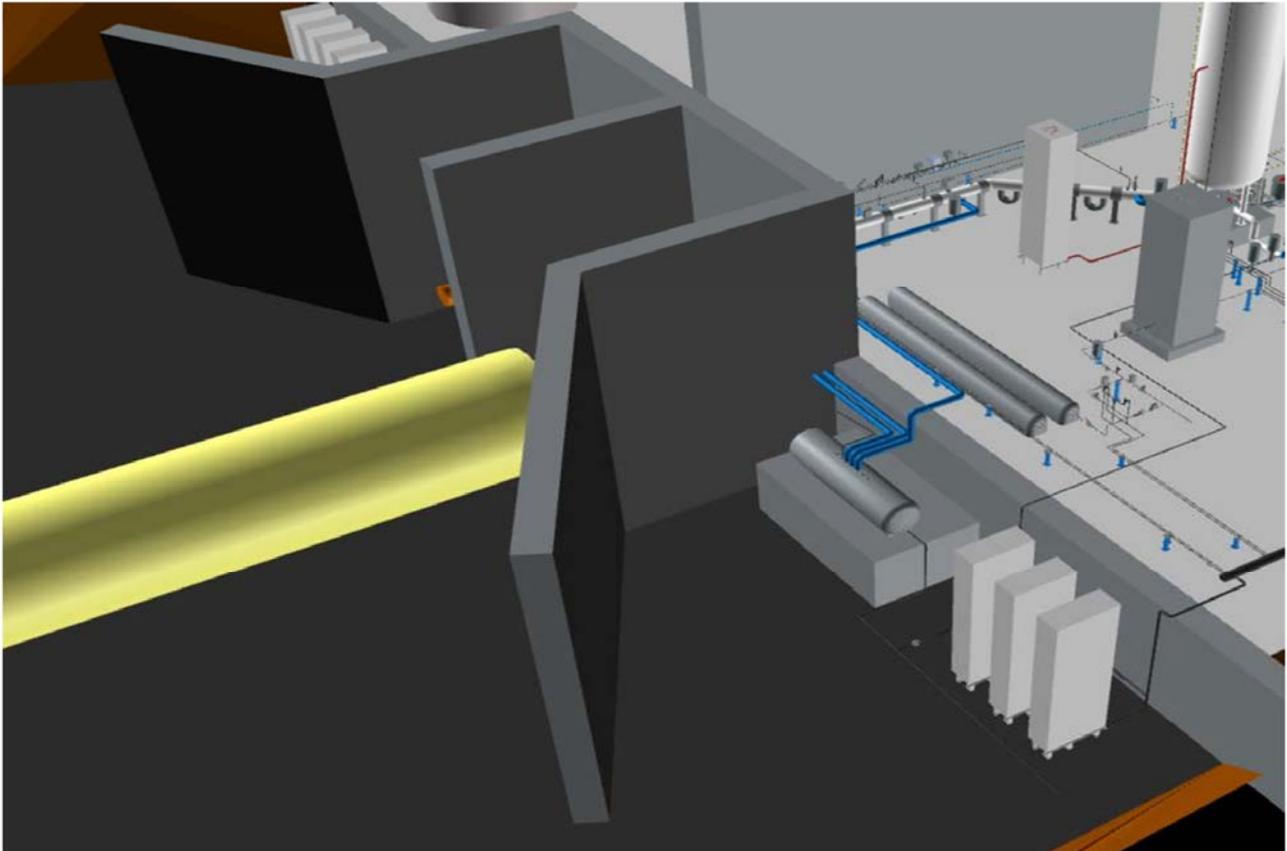


Figura 17_Vista tridimensionale vaporizzazione metano

Area Vaporizzazione Ossigeno (7)

L'impianto di vaporizzazione ossigeno ha funzione analoga a quella del metano con la variante di inviare il fluido in atmosfera anziché in torcia. Questa funzione viene espletata mediante l'accumulo sul Waste Tank T102 con conseguente travaso sui vaporizzatori che permetteranno di trasformare il fluido dalla fase liquida a quella gassosa per invio in atmosfera. Al fine di agevolare il trasferimento in fase liquida del fluido, il sistema è posizionato a quota - 5m rispetto al resto dell'impianto ed alla stessa quota del motore.

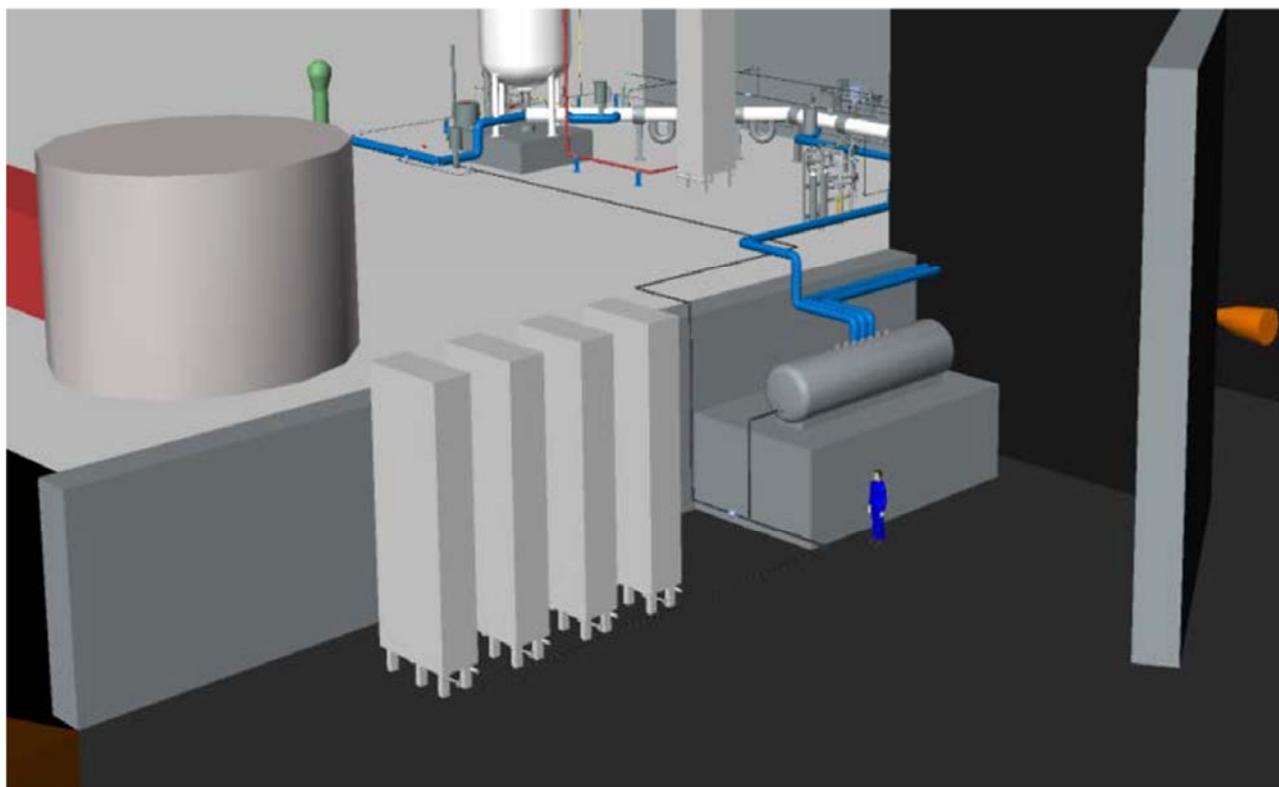


Figura 18_Vista tridimensionale vaporizzazione ossigeno

Area Tank Acqua per Sistema di Abbattimento Rumore e Raffreddamento (8)

Il motore è corredato di un sistema atto ad abbattere l'impatto acustico causato dalle onde sonore generate dal motore stesso. Tale sistema (attualmente ancora in fase di definizione finale) opera mediante iniezione di acqua ad alta pressione direttamente sulla fiamma del motore riducendone l'onda sonora generata. L'impiego di acqua viene inoltre previsto per il raffreddamento della rampa di deflessione fiamma per limitare il surriscaldamento generato sulle superfici della stessa. Allo stato attuale del progetto si prevede un accumulo di acqua pari a 300 m³ gestiti da tre pompe distinte. Nella parte terminale del tubo di abbattimento rumore ed in prossimità della rampa di deflessione fiamma, si prevede un accumulo parziale dell'acqua utilizzata (la condizione parziale è da riferirsi al fatto che durante l'iniezione sulla fiamma e sulla rampa parte dell'acqua si trasformerà in vapore acqueo). L'acqua accumulata verrà di conseguenza nuovamente pompata al tank di accumulo mediante pompa sommersa previo filtrazione. Allo stato attuale del progetto, considerando i quantitativi in uso previsti, si prevede il caricamento di acqua mediante tubazione dedicata che verrà derivata dall'impianto idrico dell'SPTF esistente.

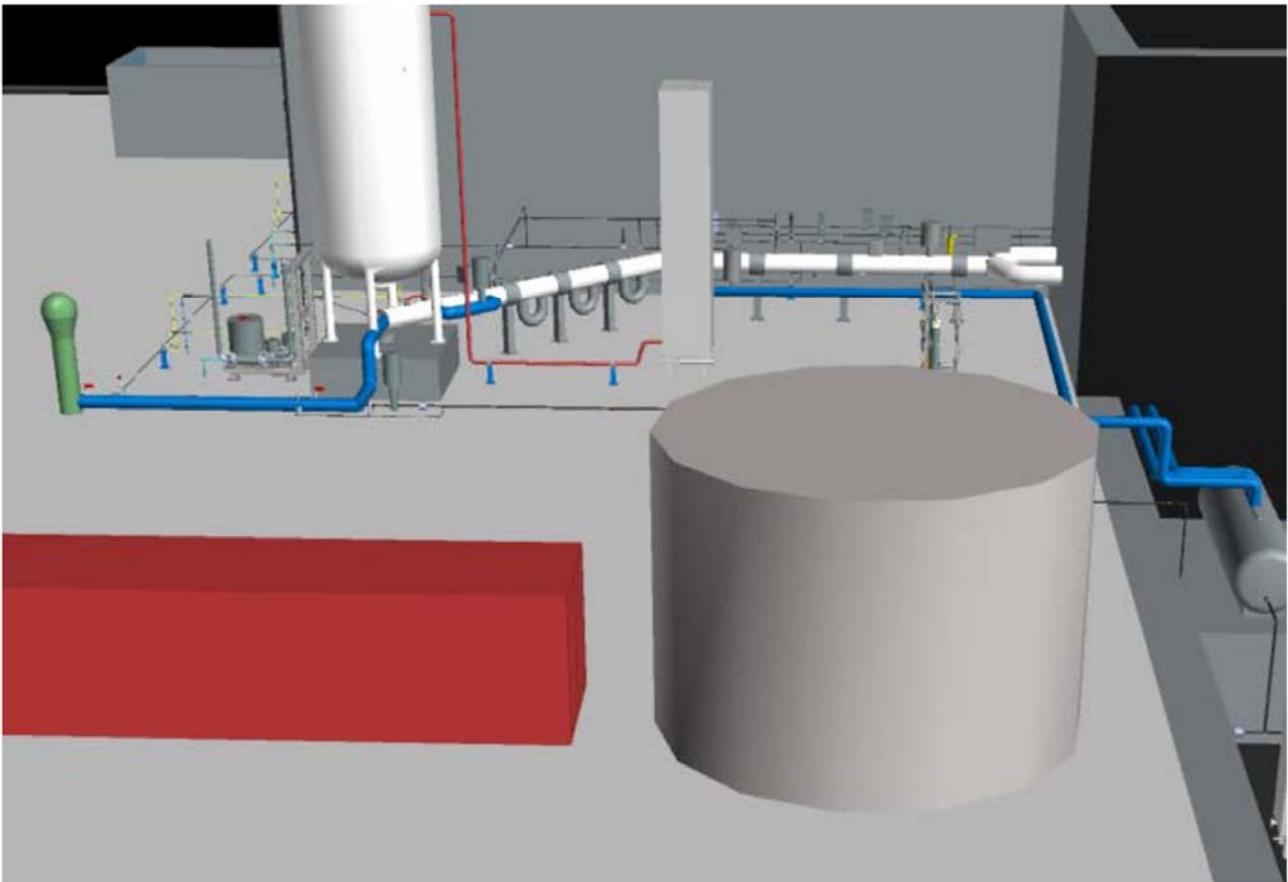


Figura 19_Vista tridimensionale tank acqua abbattimento rumore e raffreddamento

Area Torcia e stoccaggio GPL (9)

La Torcia del nuovo impianto SPTF+ ha lo scopo di smaltire mediante combustione, in accordo alle normative vigenti, gli scarichi di idrocarburi gassosi, prodotti dall'impianto, sia in condizioni normali che di emergenza. La garanzia di funzionamento della combustione è data da almeno 2 piloti automatici sempre accesi, alimentati da bombole GPL in caso di mancanza di GN vaporizzato e sorvegliati mediante sensori di fiamma. La torcia sarà dimensionata in accordo ad API RP 521 considerando un limite massimo di irraggiamento (a 2 mt da terra) di 4,7 Kw/m². L'accensione della torcia verrà realizzata con un pannello automatico tramite elettrodo alimentato a 230V, 50 Hz e sarà dotata di regolazione carburante: manuale per aria primaria e secondaria. In relazione alle portate di metano previste, allo stato attuale del progetto si predispone una torcia del diametro di circa 20 cm e dell'altezza di 30 m (dati da confermare con Progetto di Dettaglio). Tale tubazione sarà sostenuta da apposito telaio in carpenteria metallica e attrezzato con scalette e paracorpo per consentire le operazioni di ispezione/manutenzione. Il relativo basamento è costituito da una fondazione in c.a. di dimensioni calcolate secondo la normativa NTC 2018. In prossimità della torcia è prevista un'area per lo stoccaggio del GPL in serbatoio fuori terra costruito in accordo alla Direttiva Europea 2014/68/UE (PED) secondo le Norme Armonizzate EN 12542:2020 e 13445:2021.

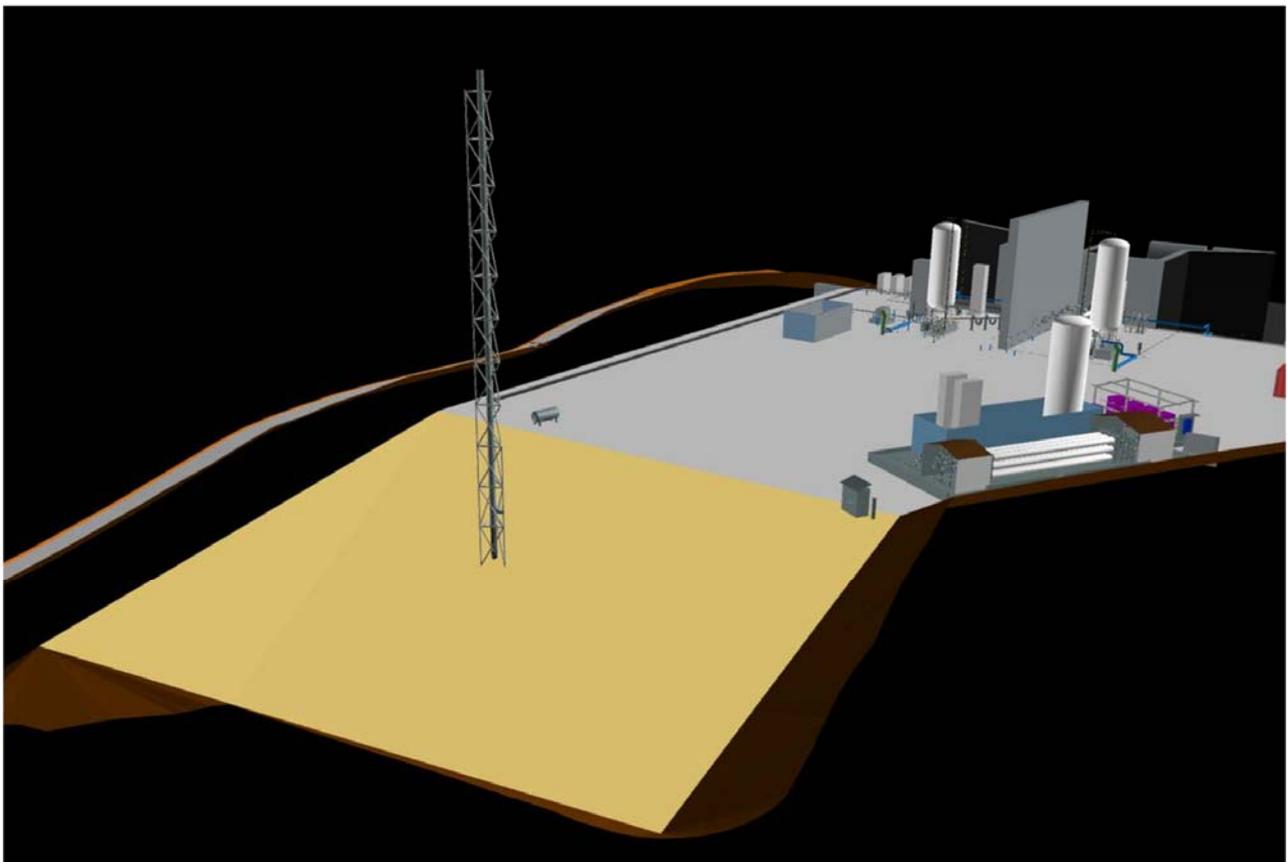


Figura 20_ Vista tridimensionale area torcia

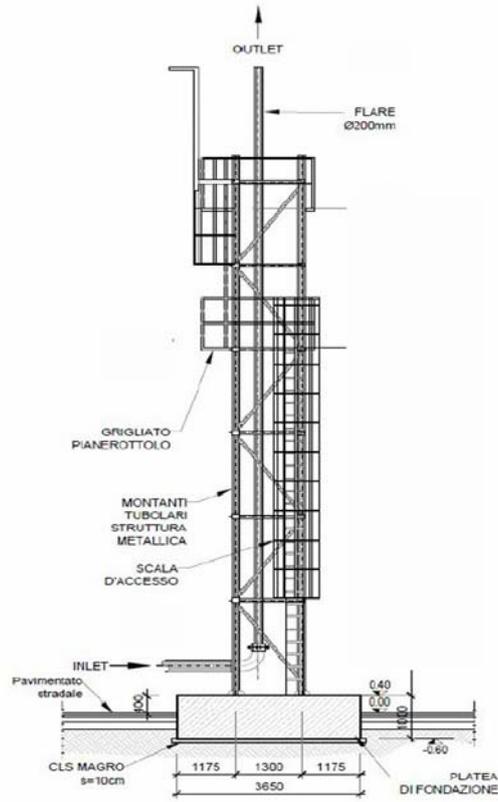


Figura 21_ Esempio tipico torcia

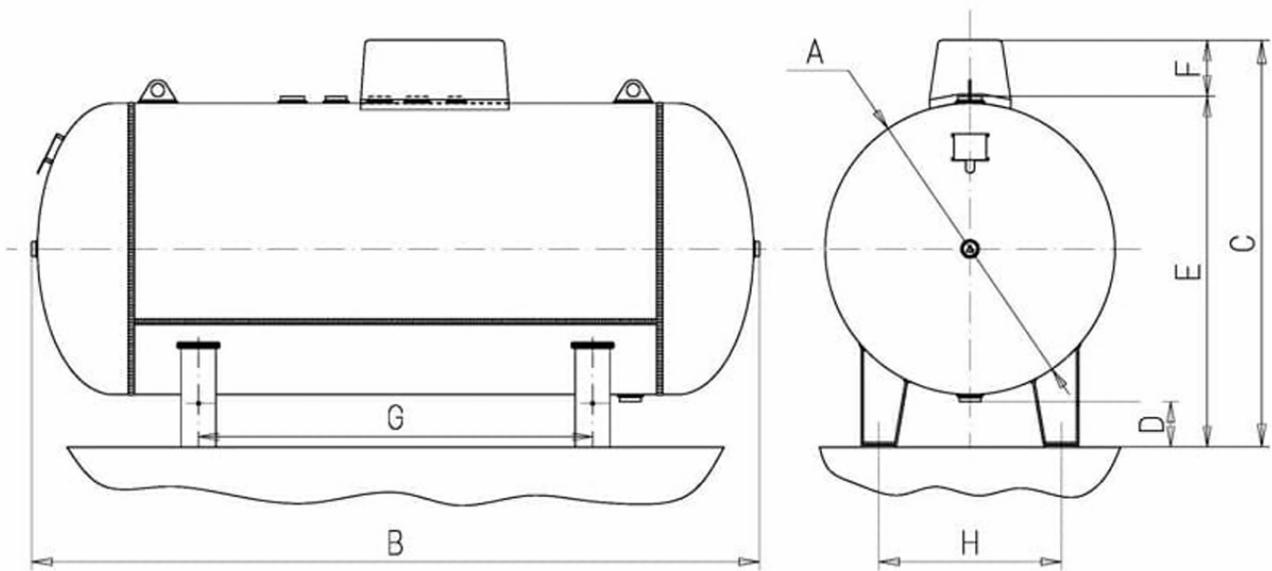


Figura 22_ Esempio tipico serbatoio GPL (misure da definire)

Linee Coibentate Fuori Terra (10)

Tutte le linee posizionate fuori terra saranno installate su sleepers oppure su pipe rack ove si ipotizza il possibile transito di mezzi (in questo caso l'altezza minima risulterà 4 m da terra).

In prossimità della torcia è prevista un'area per lo stoccaggio del GPL in serbatoio fuori terra costruito in accordo alla Direttiva Europea 2014/68/UE (PED) secondo le Norme Armonizzate EN 12542:2020 e 13445:2021.

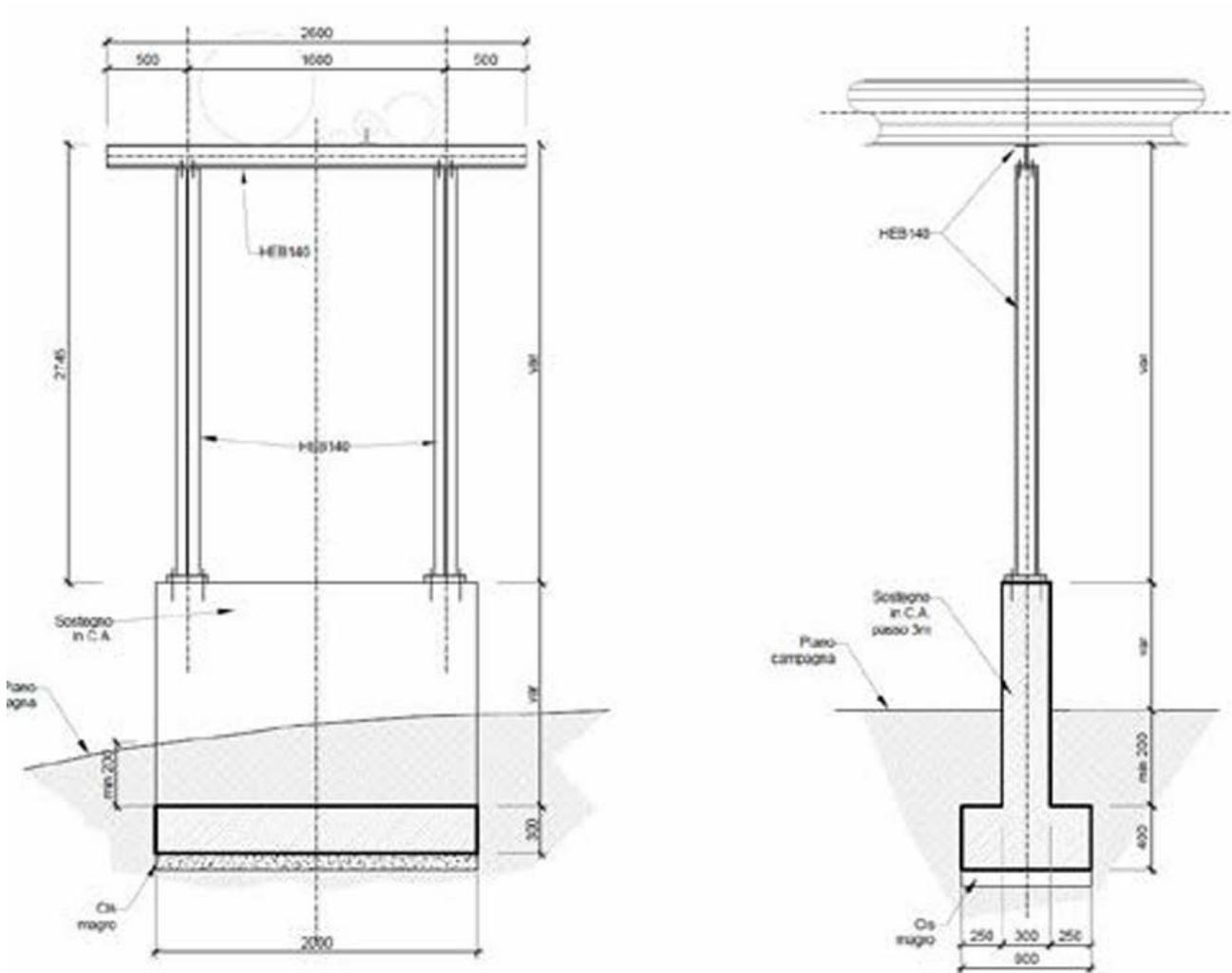


Figura 23_Esempio tipico di sleepers e pipe rack (misure indicative)

Linee Coibentate Interrate (11)

Tutte le linee posizionate in aree ove si prevede il passaggio di mezzi saranno posizionate entro cunicoli in cemento armato e dotati di opportune beole carrabili.

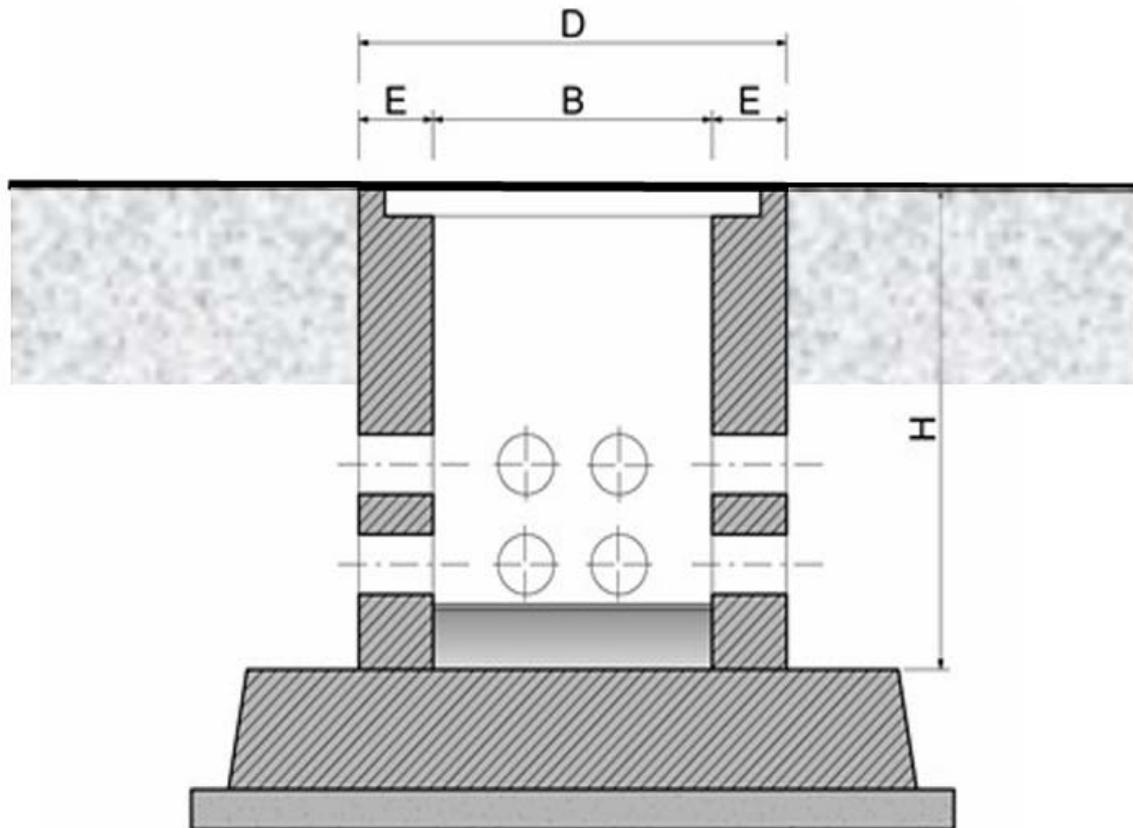


Figura 24_Esempio tipico di percorso interrato carrabile

Viabilità e Piazzali (12)

Per il nuovo impianto SPTF+ si prevede la realizzazione di strade e i piazzali di accesso alle varie unità e a tutti i servizi che saranno attivi all'interno ed all'esterno delle strutture. Il nuovo impianto SPTF+ si articola su due aree principali con quote di livello differenziate di 5 m. Questa condizione si è resa necessaria al fine di migliorare l'abbattimento acustico prevedendo il posizionamento del banco motore ad un livello ribassato di - 5 m rispetto al resto dell'impianto. I singoli piazzali e le relative aree di sosta sono di conseguenza predisposti con una viabilità differenziata sui due livelli. L'impianto SPTF+ sarà accessibile mediante una strada principale, derivata dall'impianto SPTF esistente, la quale si diramerà in due strade di accesso dedicate alle due aree posizionate a quota differente. Entrambe le strade di accesso saranno dotate di un doppio cancello per garantire una gestione controllata delle entrate in impianto.

Le strade avranno una sezione tipologica con larghezza pavimentata di 7 m adatta sia alla circolazione di autovetture nei due sensi di marcia sia all'occorrenza a una circolazione a senso unico per mezzi autoarticolati.



Figura 25_Esempio tipico di sezione stradale

Per la viabilità in oggetto verrà indicativamente realizzata la seguente pavimentazione:

- tappeto di usura di 3 cm --
- binder di 5 cm
- strato di base bituminoso di 12 cm
- fondazione in misto stabilizzato di spessore 20 cm

Per un totale di 40 cm di pacchetto stradale.

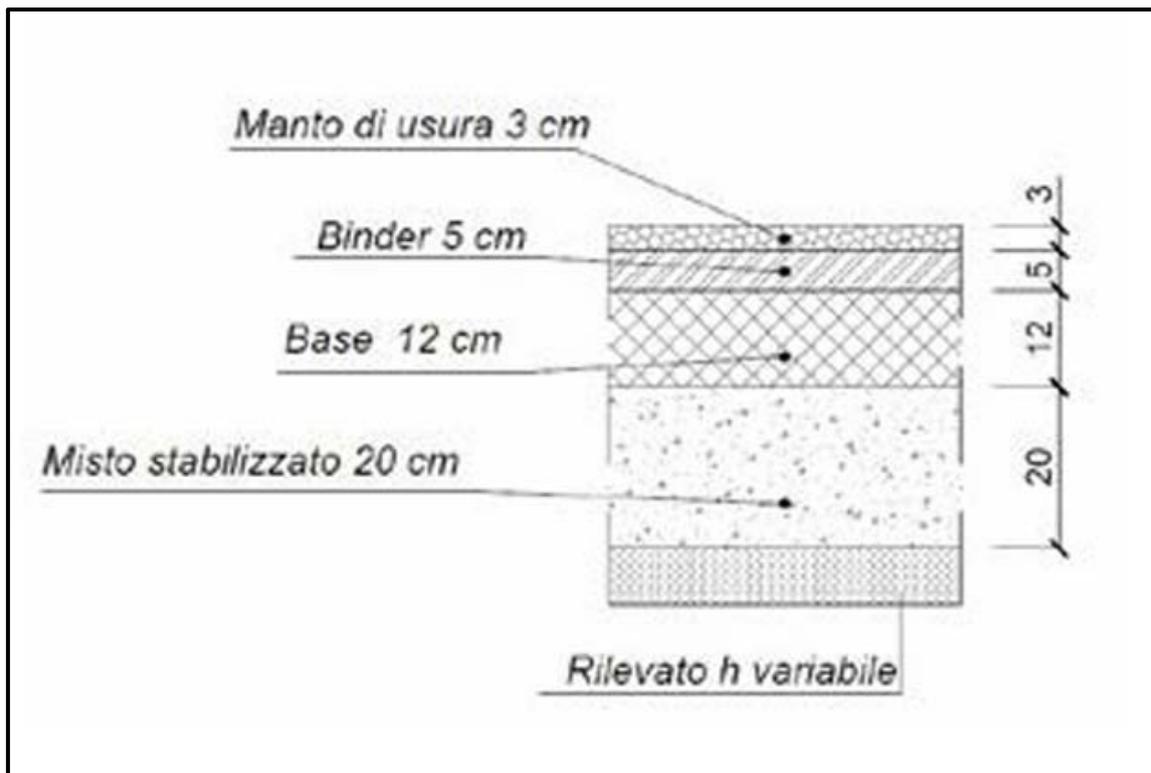


Figura 26_ Esempio tipico di pavimentazione stradale

I piazzali interni alle due aree principali saranno predisposti per permettere una circolazione rotatoria di mezzi autoarticolati, il raggio previsto per agevolare tali manovre è stato definito pari a 13 m. Per tutto il perimetro dell'impianto, adiacente alla recinzione esterna, viene predisposta una pista di servizio in terra stabilizzata atta alla circolazione dei mezzi di ronda. La funzione di tale pista sarà anche quella di costituire una fascia taglia-fuoco essendo la stessa composta in terra stabilizzata ad interruzione della fascia vegetativa circostante.

Piazzale superiore



Figura 27_Particolare piazzale superiore

Il livello più a nord, attestato sulla quota di 478 m s.l.m è più alto ed ha uno sviluppo complessivo di circa 5995 m² (0.599 ha). È diviso in due aree, di cui la prima ha una superficie di circa 2346 m² ca (0.235 ha) che sarà la sede della torcia al servizio del nuovo banco prova motori. Il suo perimetro sarà circoscritto alla fascia di rispetto circolare della torcia, che si sviluppa intorno al bruciatore e ha diametro pari a 40 m. In questa area non è prevista alcuna pavimentazione impermeabile, ma il piazzale sarà finito in terra stabilizzata per tutta la sua estensione, con pendenza della superficie costante e pari a 0.02 m/m (2%), al fine di evitare il ristagno delle acque meteoriche e facilitarne lo smaltimento.



Figura 28_Stratigrafia piazzale torcia

La seconda area è ubicata poco più a sud ed in adiacenza alla prima. Avrà una superficie di circa 3650 m² (0.365 ha) e sarà realizzata in cls. Qui saranno ubicate le componenti impiantistiche al servizio del banco prova HTE, quali il serbatoio dell'acqua, gli evaporatori, la piazzola azoto e quella di vaporizzazione metano Power Pack e la struttura dei sistemi di controllo distribuito Shelter DCS 40 ft.

Questa superficie presenterà le pendenze necessarie ad un corretto smaltimento delle acque meteoriche con apposito impianto di prima pioggia per il loro smaltimento. L'area sarà, inoltre, servita da una circolazione veicolare caratterizzata da una corona giratoria di diametro pari a 30 metri che permetterà la gestione in sicurezza delle necessità logistiche funzionali alle attività dell'impianto e la manovra agevole dei mezzi pesanti per il trasporto dei motori e al banco prova HTE e della gru per la movimentazione dei carichi.

Piazzale inferiore



Figura 29_Particolare piazzale inferiore

L'area più bassa avrà un'estensione complessiva pari a circa 3950 m² (0.395 ha) e sarà ubicata ad una quota relativa 5 metri più in basso della precedente, attestandosi sui 473 m s.l.m. Qui sarà ospitato il banco prova HTE nella sua configurazione orizzontale, i tubi per l'abbattimento del rumore, varie componenti impiantistiche, un serbatoio per il recupero dell'acqua utilizzata durante le prove e i deflettori della "plume" del motore a razzo. La sua superficie sarà realizzata con diverse pavimentazioni, che dovranno assolvere a compiti diversi. La zona est, lungo la quale si svilupperà il "plume" durante la prova dei motori, avrà uno sviluppo di circa 2550 m² (0.255 ha) e sarà realizzata utilizzando un cls fibrorinforzato e addittivato, dovendo garantire adeguata resistenza alle violente sollecitazioni in condizioni di esercizio. La zona ovest avrà uno sviluppo di circa 998 m² (0.099 ha) e sarà invece destinata alla circolazione veicolare. Ospiterà una corona giratoria di 30 metri di diametro, che permetterà l'efficace risoluzione delle necessità logistiche dell'impianto. Non essendo soggetta a sollecitazioni particolarmente violente, la superficie sarà pavimentata con conglomerato bituminoso.

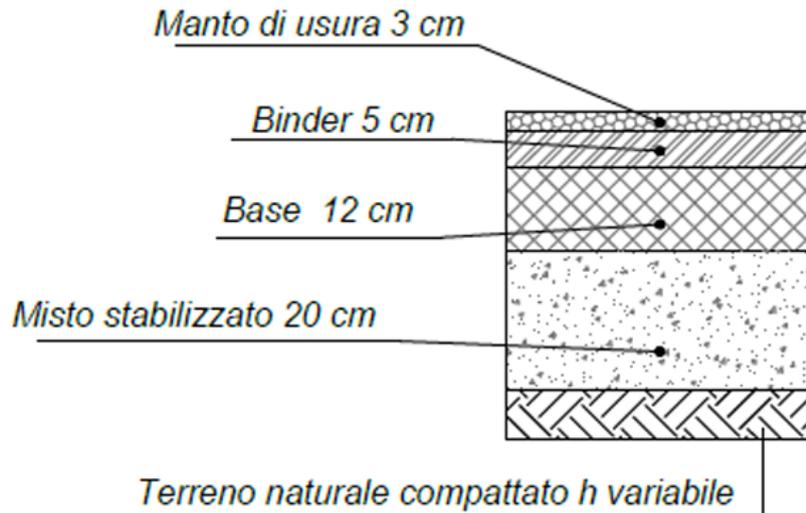


Figura 30_Stratigrafia sovrastruttura in conglomerato bituminoso

Una piccola porzione della zona ovest di circa 376 m² (0,036 ha), ove non è previsto un traffico veicolare particolare, sarà pavimentata in c.a.



Figura 31_Stratigrafia pavimentazione in c.a.

Entrambe le porzioni avranno una pendenza verso valle pari a 0.02 m/m (2%) che garantirà il rapido allontanamento delle acque meteoriche dal piazzale, nonché il convogliamento dell'acqua utilizzata durante le prove nella apposita vasca di recupero. Immediatamente a valle delle aree dove si svilupperà il "plume" durante la prova è inoltre prevista una fascia di rispetto di estensione stimata in circa 1320 m², distesa lungo il versante declinante, che dovrà essere privata della vegetazione erbacea/arbustiva tipica della zona al fine di ridurre al massimo la possibilità che si possano sviluppare focolai in seguito alle prove dei motori.

Piazzale logistica

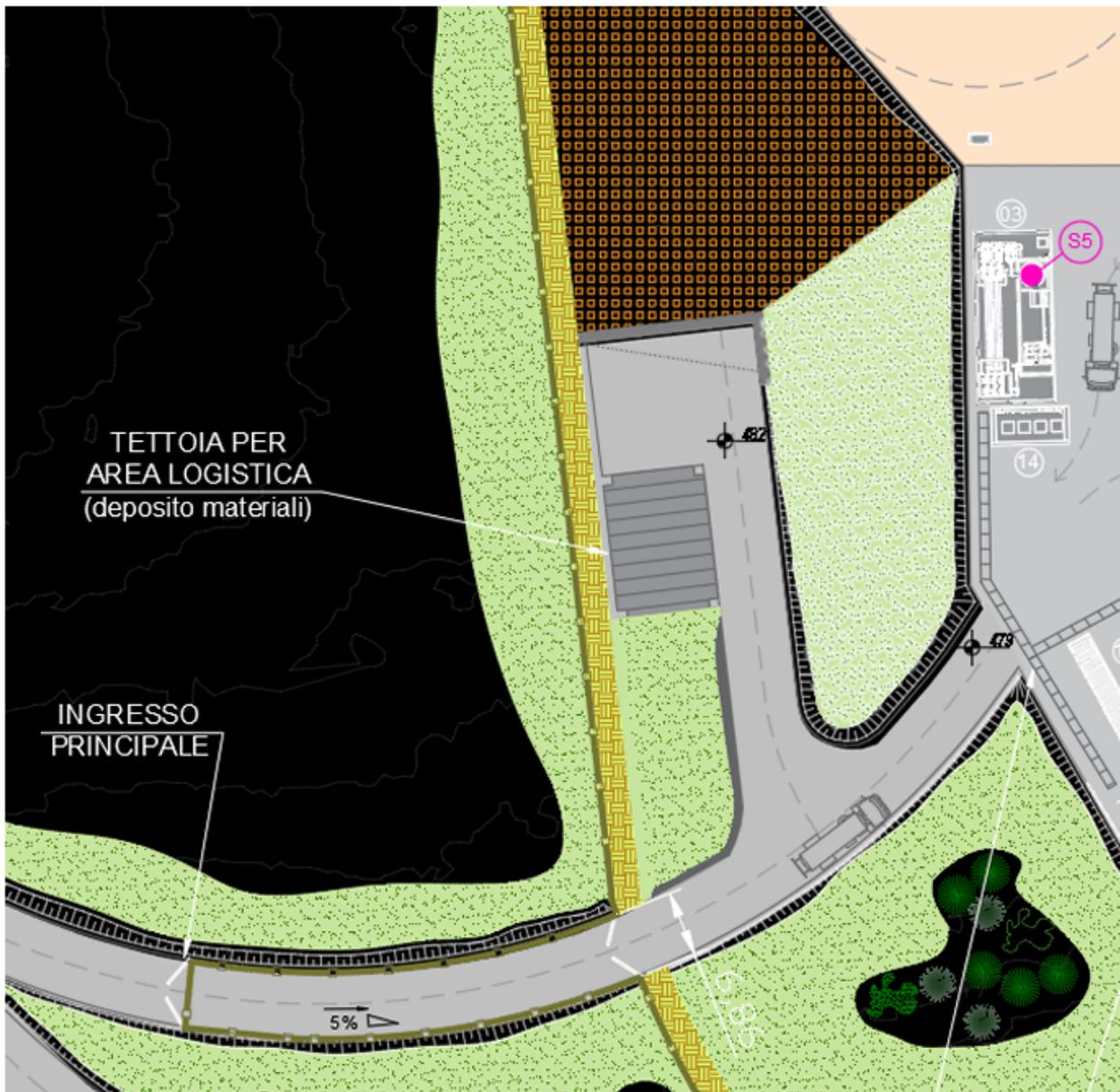


Figura 32_Particolare piazzale logistica

Sarà presente un ulteriore piazzale in cls, sulla sinistra dell'ingresso principale nella porzione alta dell'impianto, di ampiezza circa 400 m² (0,04 ha). Questo piazzolino avrà la funzione di servire come base logistica per il deposito dei materiali.

Viabilità di accesso

La viabilità di accesso al nuovo impianto SPTF+ partirà dal fronte dell'ingresso dell'impianto SPTF già realizzato, con un'intersezione di nuova realizzazione con la strada comunale esistente. A partire dall'intersezione, la strada curverà verso sud seguendo la viabilità sterrata esistente e diminuendo di quota con pendenza massima del 6%. Data la necessità di raggiungere le due differenti porzioni del piazzale, sfalsate di 5 metri, la viabilità biforcherà in due rami. Il braccio nord, a minore pendenza, raggiungerà il piazzale più alto alla quota di 478 m s.l.m. Il braccio sud, a maggior pendenza, con un massimo del 6,5 %, raggiungerà il piazzale a quota inferiore di 473 m s.l.m. La viabilità in progetto avrà uno sviluppo totale di circa 500 metri lineari. Per la sezione le scelte geometriche del tracciato, ci si è basati su una categoria di strada tipo F2 (extraurbana secondaria). Tale percorso, trovandosi in zona demaniale ed a servizio del solo impianto in progetto, sarà percorsa da un traffico molto modesto.

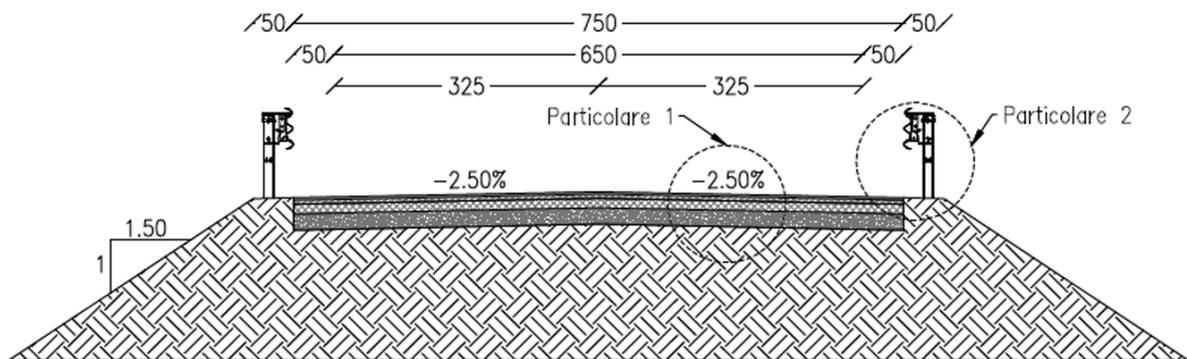


Figura 33_ Sezione tipo viabilità di accesso

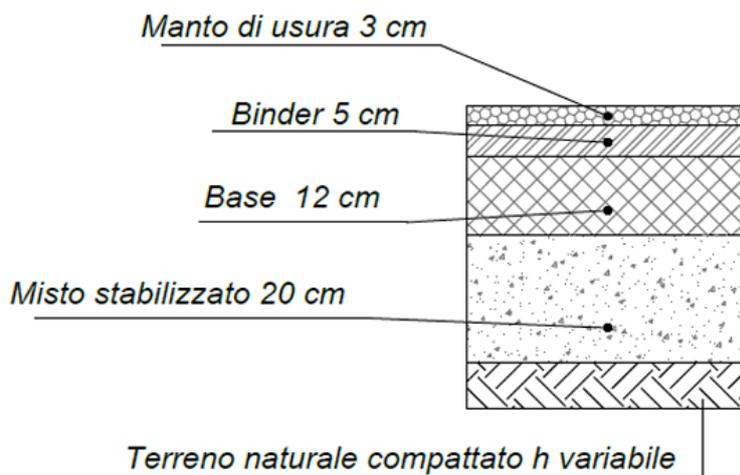


Figura 34_ Tipologico pacchetto stradale

Viabilità interna ai piazzali

Le due aree dei piazzali superiore ed inferiore saranno servite da una circolazione veicolare caratterizzata da una corona giratoria di diametro pari a 30 metri che permetterà la gestione in sicurezza delle necessità logistiche funzionali alle attività dell'impianto e la manovra agevole dei mezzi pesanti per il trasporto dei motori al banco prova HTE e della gru per la movimentazione dei carichi.

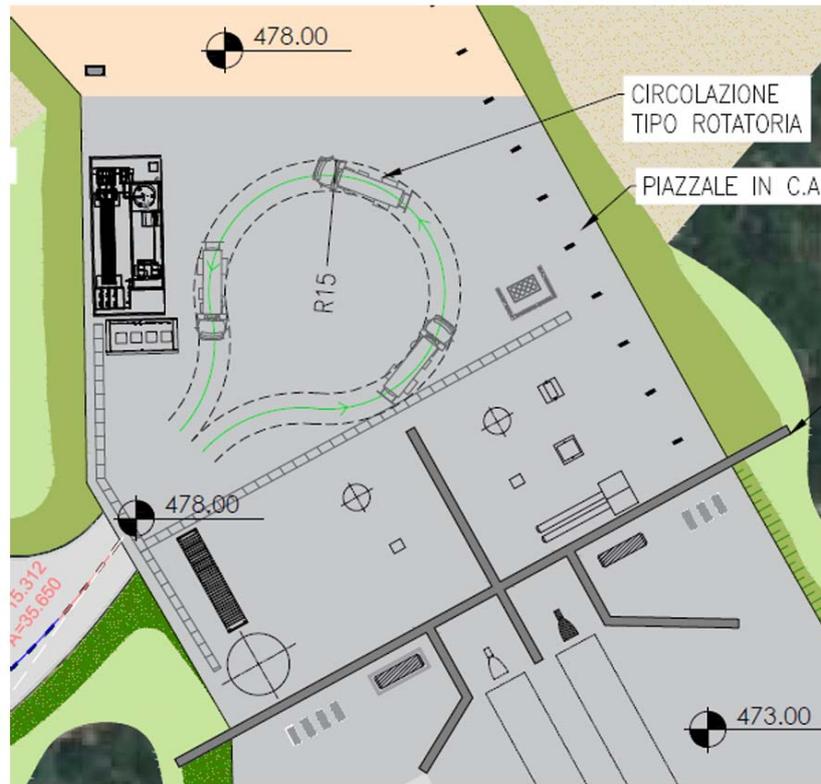


Figura 35_Corona giratoria piazzale superiore

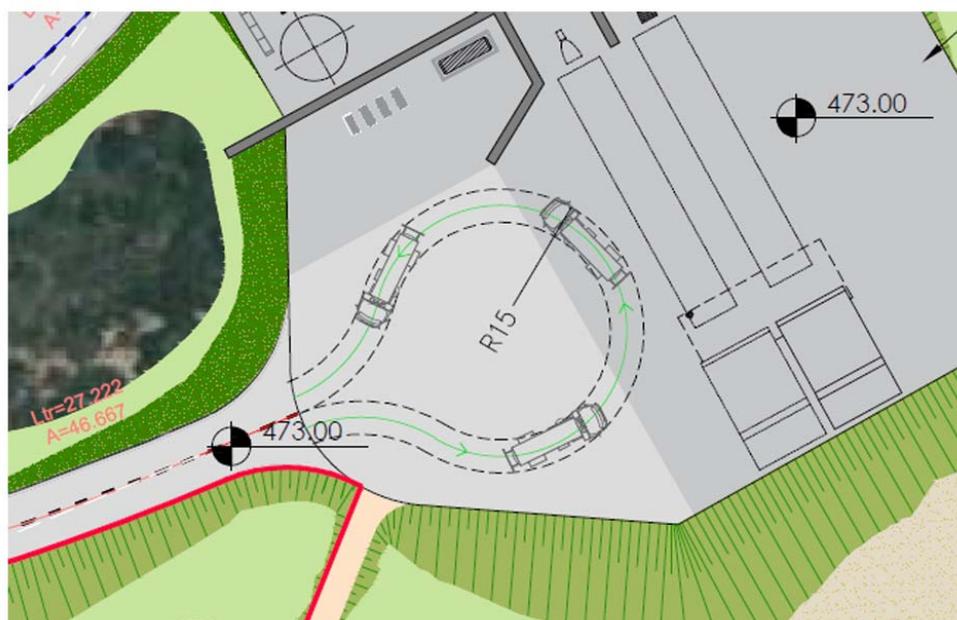


Figura 36_Corona giratoria piazzale inferiore

Piste di servizio

Tutta l'area ospitante il complesso industriale del banco prova HTE, i servizi e le sue pertinenze, sarà cinta da una pista di servizio in terra stabilizzata opportunamente recintata in metallo pesante (di complessiva di circa 900 m), al fine di interdire l'accesso alle persone non autorizzate. Tale pista di servizio sarà utilizzata da mezzi tipo fuoristrada per la sicurezza e la manutenzione della recinzione e della rete antincendio, che sarà posata lungo tale viabilità, chiusa ad anello, completa di idranti.

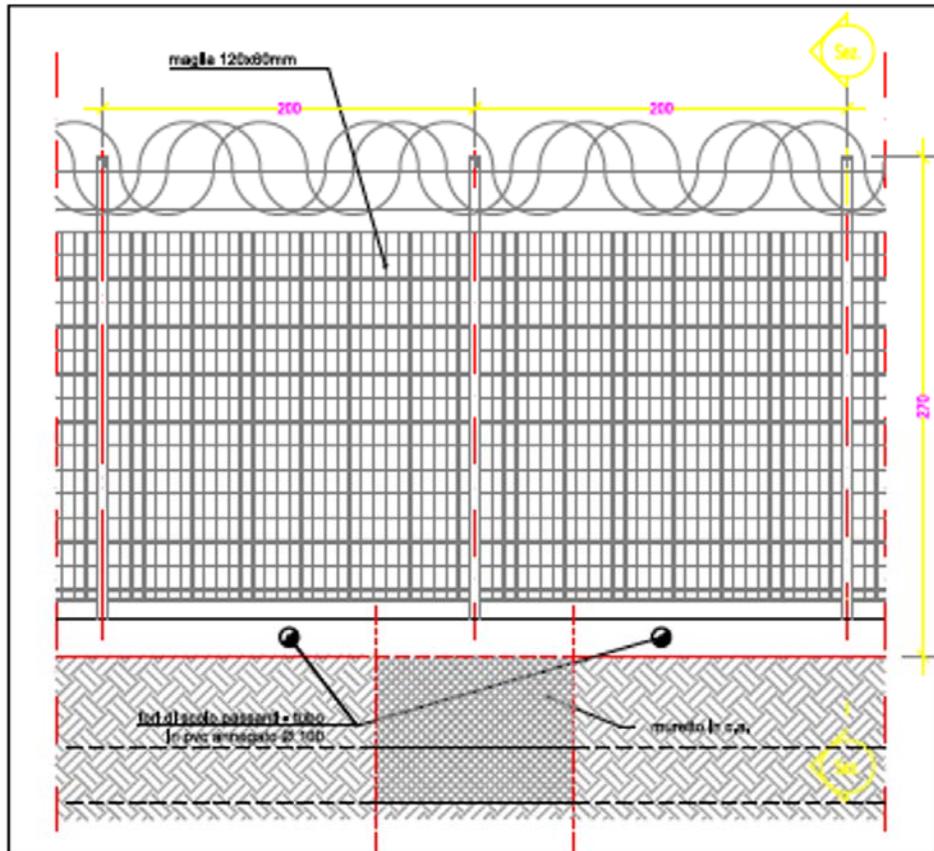


Figura 37_Caratteristiche della recinzione dell'impianto SPTF+

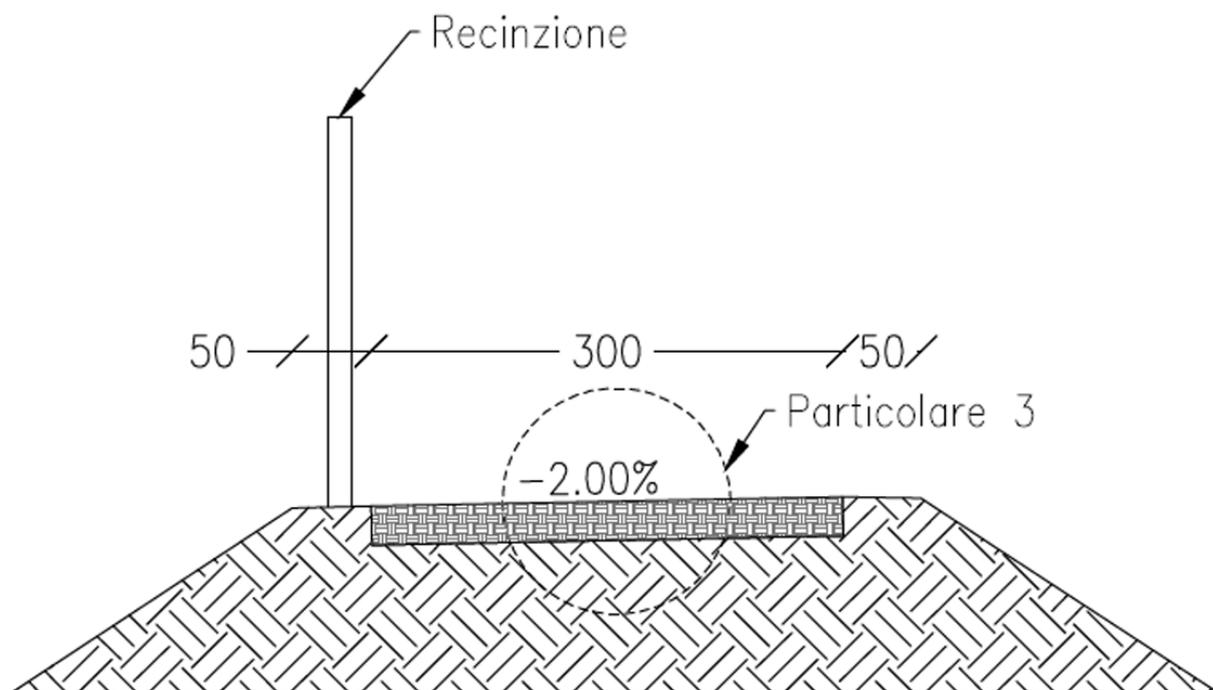


Figura 38_Sezione tipo pista di servizio

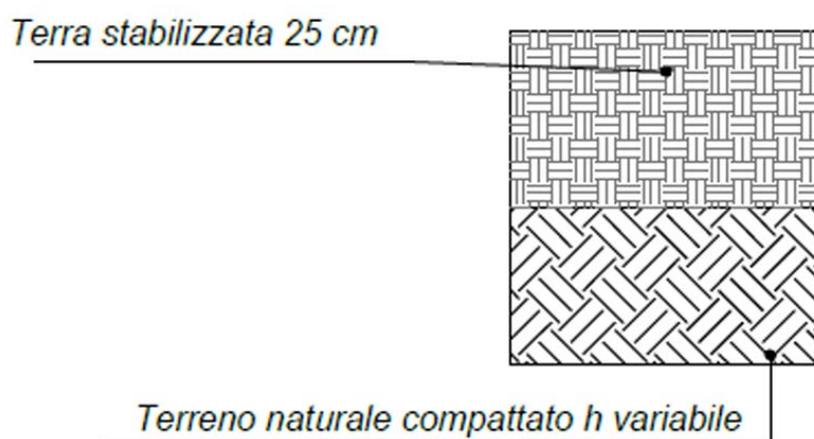


Figura 39_Stratigrafia pista di servizio

ALTRE OPERE DA REALIZZARE

Opere di sostegno



Figura 40_Ubicazione muri di sostegno

Le opere di sostegno in c.a. comprendono muri ad L per il sostegno del dislivello di cinque metri tra il piazzale superiore ed inferiore.

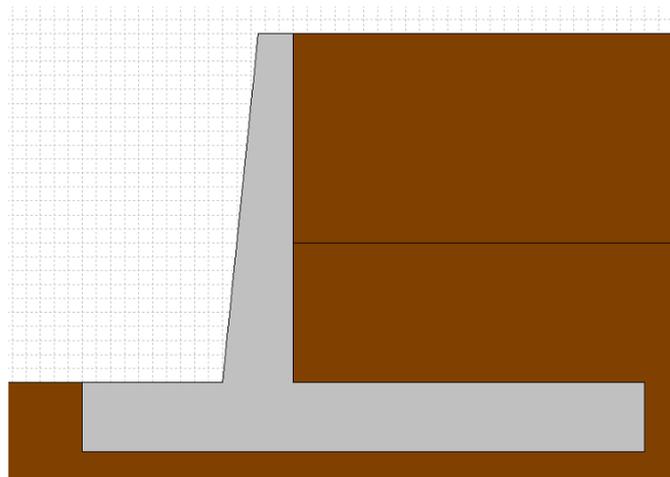


Figura 41_Tipologico muro di sostegno in c.a.

Banco prova HTE

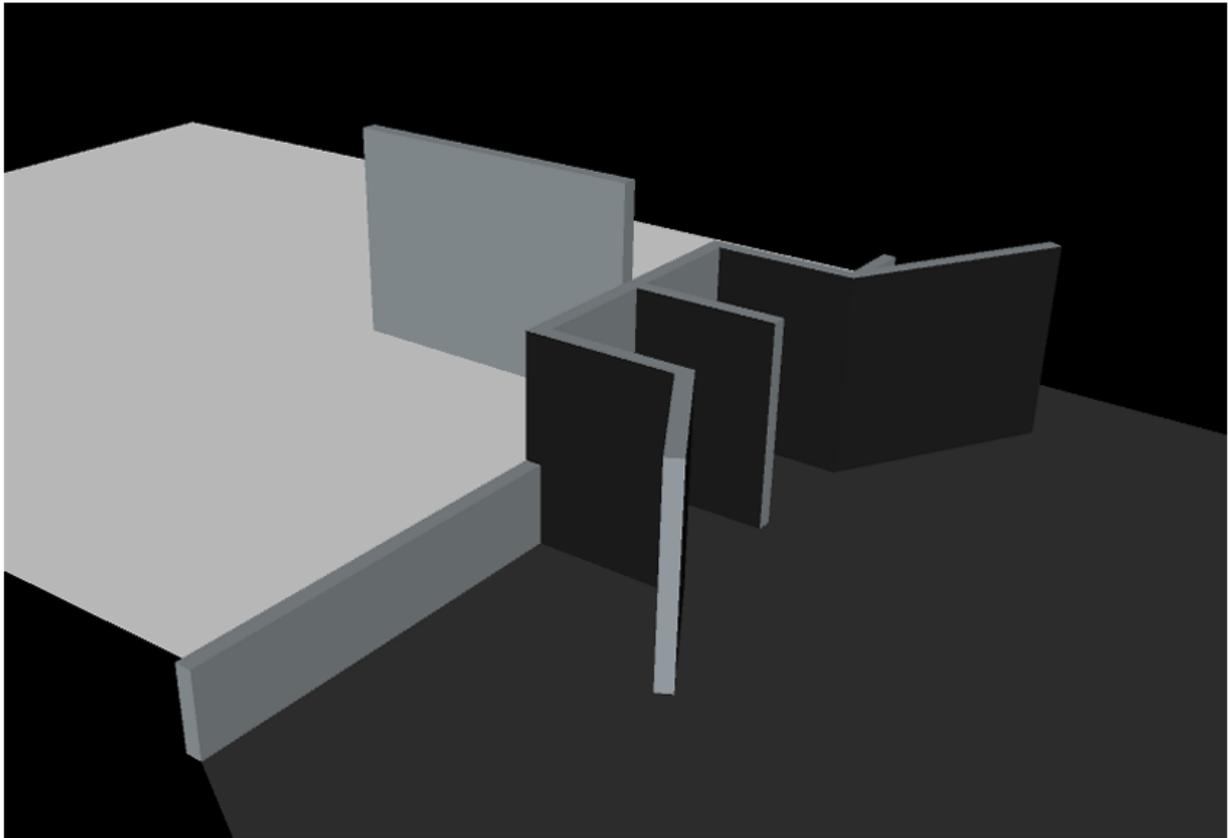


Figura 42_Vista 3D banco di prova HTE

Le strutture in c.a. del banco prova HTE svolgeranno molteplici funzioni: - 00 Formando la naturale prosecuzione di muri di sostegno di cui al 6.1, allo stesso modo avranno la funzione di sostenere il dislivello di cinque metri tra i due piazzali. - - - Durante i test del motore, avranno la funzione di contrastare la spinta generata dal motore, lavorando assieme al terreno di riempimento a monte del muro per fornire la necessaria contropinta. Funzionare da schermo per il calore generato dalla fiamma del motore in fase di test, al fine di proteggere i serbatoi e le installazioni impiantistiche poste sul lato opposto. Funzionare da schermo tra la “parte ossigeno” e la “parte metano”, poste rispettivamente ai due lati del setto a maggiore elevazione. I setti che racchiudono le aree di prova avranno quindi un’altezza di circa 12 metri fuori terra per garantire un’adeguata protezione dal calore a monte degli stessi. Il setto di separazione tra la “parte ossigeno” e la “parte metano” avrà invece un’altezza di circa 17 metri fuori terra, dettata dalla necessità di schermare reciprocamente i serbatoi di combustibile e comburente, alti 15 metri. Tutti i setti saranno fondati alla stessa quota inferiore, formando una struttura monolitica unica per il contrasto della spinta generata dal motore.

RETE SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

Piazzale superiore

La gestione del ciclo delle acque meteoriche sarà compiuta mediante la realizzazione di una rete appositamente dedicata, in tubazioni in PVC – SN8. Nel piazzale superiore la nuova rete sarà divisa in due rami principali che gestiranno separatamente i deflussi provenienti dalle aree identificate lungo il perimetro destro e lungo quello sinistro del piazzale stesso. Le portate intercettate saranno convogliate verso due tubazioni discendenti, ancorate sul muro di divisione tra i due piazzali, che permetteranno di superare il dislivello tra i piazzali. La rete sarà completa di pozzetti con caditoie carrabili e, ove necessario, di pozzetti di ispezione, che permetteranno la verifica del corretto funzionamento dell'infrastruttura e garantiranno interventi manutentivi rapidi ed efficaci. La porzione in terra stabilizzata, permeabile, sarà realizzata con una pendenza del 2% in accordo alla naturale pendenza del versante e le acque saranno convogliate nella rete di mezzi tubi



Figura 43_Rete piazzale superiore

Piazzale inferiore

La rete meteorica al servizio del piazzale inferiore convoglierà i deflussi verso la vasca di prima pioggia, identificata sul bordo inferiore della superficie. La rete sarà completa di pozzetti con caditoie carrabili e, ove necessario, di pozzetti di ispezione, che permetteranno la verifica del corretto funzionamento dell'infrastruttura e garantiranno interventi manutentivi rapidi ed efficaci. Le portate eccedenti la prima pioggia e le acque trattate dalla vasca saranno scaricate nel corpo ricettore finale, identificato nel corso d'acqua n°62333, affluente in destra idraulica del rio Grutta 'e Tola.

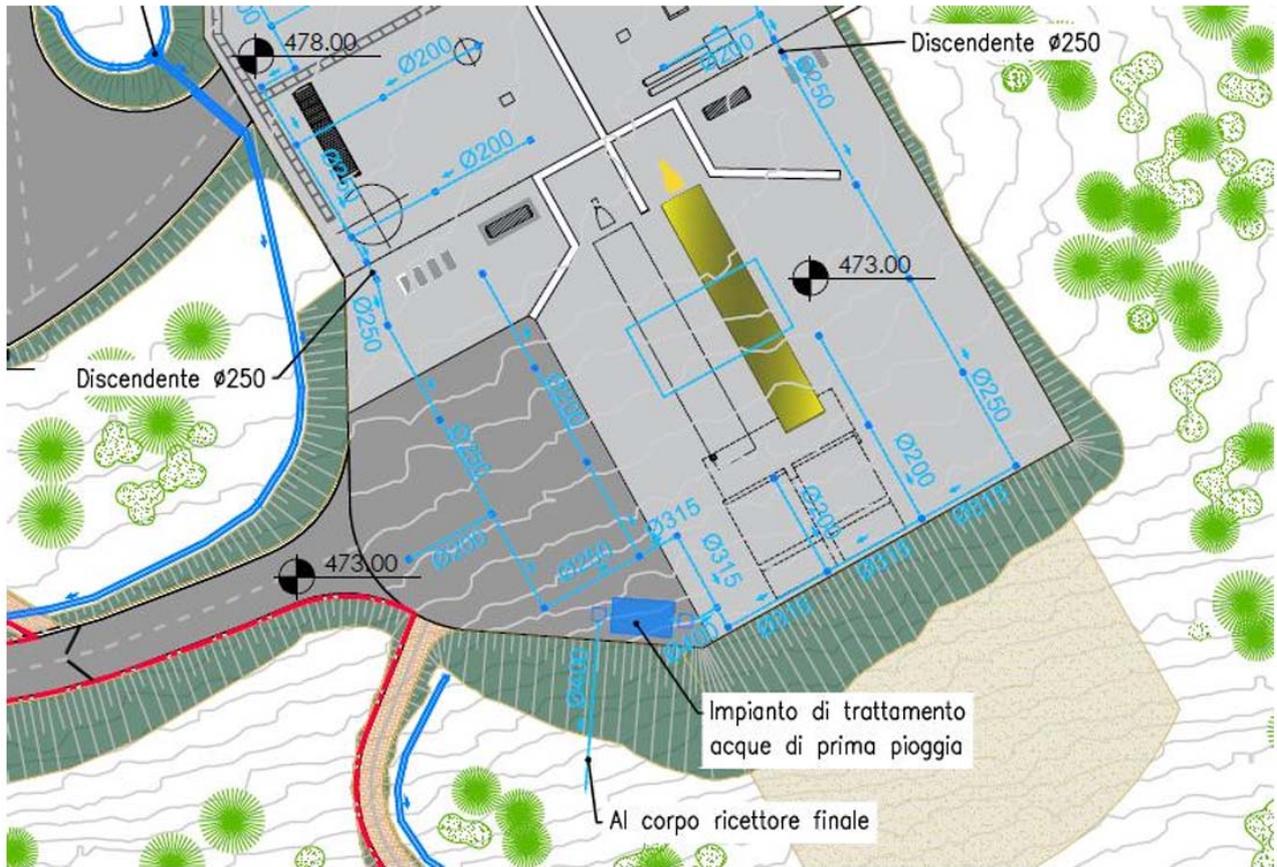


Figura 44_Rete piazzale inferiore

Aree esterne e viabilità

Le acque provenienti dai versanti naturali saranno invece regimentate mediante la posa di mezzi tubi in cls del diametro $\varnothing 500$ mm incassati all'interno di uno scavo regolarizzato sul fondo e posate su letto in sabbia in ragione di circa 0.2 mc/ml. Il sistema di canalette si svilupperà lungo il perimetro di monte dei piazzali e dei manufatti stradali e avrà una larghezza costante di 50 cm al mezzo diametro, al fine di contenere la larghezza delle opere e di garantire al contempo lo smaltimento in sicurezza delle portate di pioggia grazie alla ridotta scabrezza delle tubazioni utilizzate ed alla buona pendenza disponibile lungo i tracciati di posa. Nei casi in cui si rende necessario il superamento dei rilevati stradali in progetto da parte delle acque di pioggia intercettate dalle canalette saranno realizzati degli attraversamenti in cls, chiusi superiormente da una griglia in ghisa sferoidale funzionale all'intercettazione delle acque provenienti dalla superficie stradale. Anche i pozzetti di imbocco saranno realizzati in cls, avranno pareti opportunamente sagomate per permettere l'accesso dei deflussi provenienti dalle canalette e saranno sormontati da adeguate griglie di protezione in ghisa sferoidale.

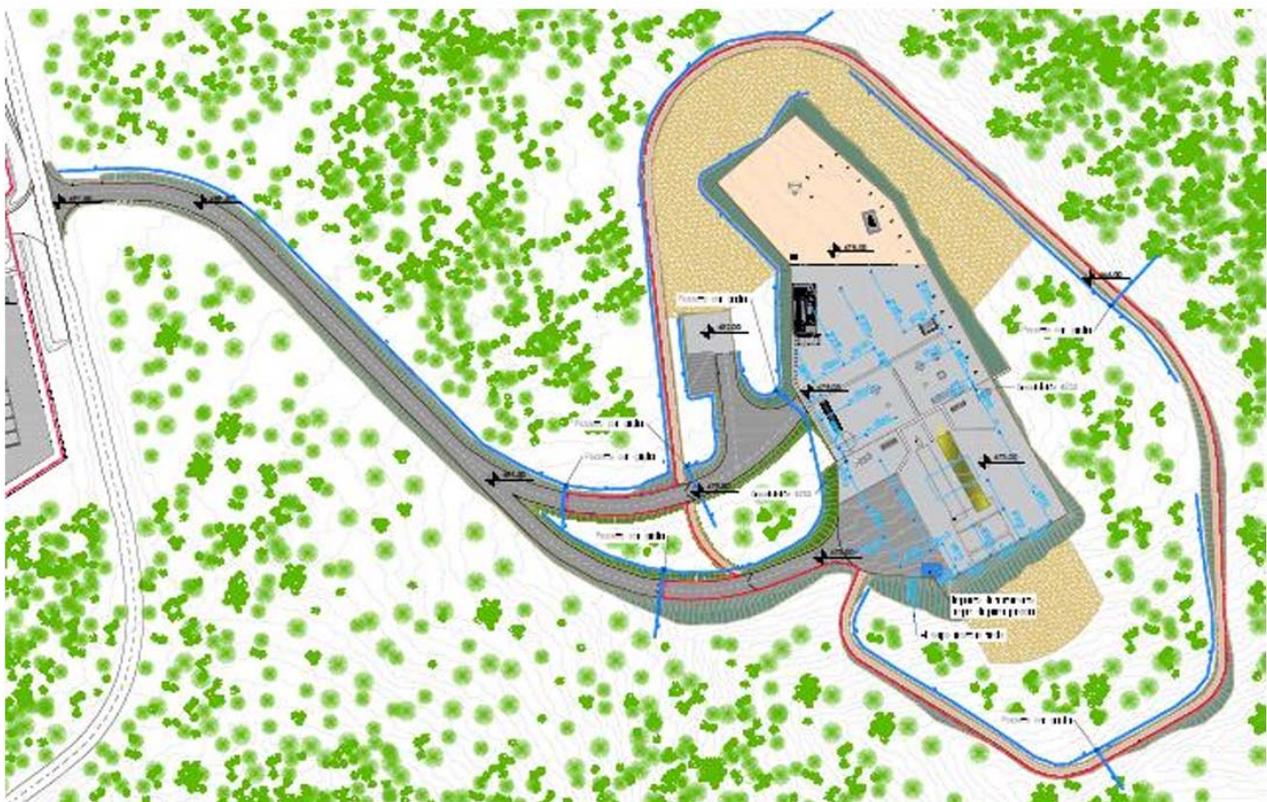


Figura 45_Rete meteorica complessiva

PERIMETRAZIONE PAI E DOCUMENTAZIONE SULLA PERICOLOSITÀ DEI LUOGHI

Pericolosità Geomorfologica

Allo stato attuale, nel Comune di Perdasdefogu è vigente il vincolo derivante dal PAI dallo “Studio di dettaglio e approfondimento del quadro conoscitivo della PERICOLOSITA' e del RISCHIO da FRANA nei sub bacini 1 (Sulcis), 2 (Tirso), 4 (Liscia), 5 (Posada-Cedrino), 6 (Sud Orientale), 7 (Flumendosa – Campidano- Cixerri). Progetto di Variante Generale e di Revisione del Piano per l'Assetto Idrogeologico della Regione Autonoma della Sardegna” e ricade in particolare nel Sub-bacino 6 Sud – Orientale adottato con Delibera del Comitato Istituzionale n° 18 del 27.12.2022 successivo alle Norme di Attuazione del PAI, aggiornate con la deliberazione n. 15 del 22 novembre 2022, recante “Aggiornamento e integrazione delle Norme di Attuazione del PAI/PGRA”, pubblicata per estratto sul BURAS n. 55 del 1 dicembre 2022, queste ultime scaricabili dal sito web della regione.

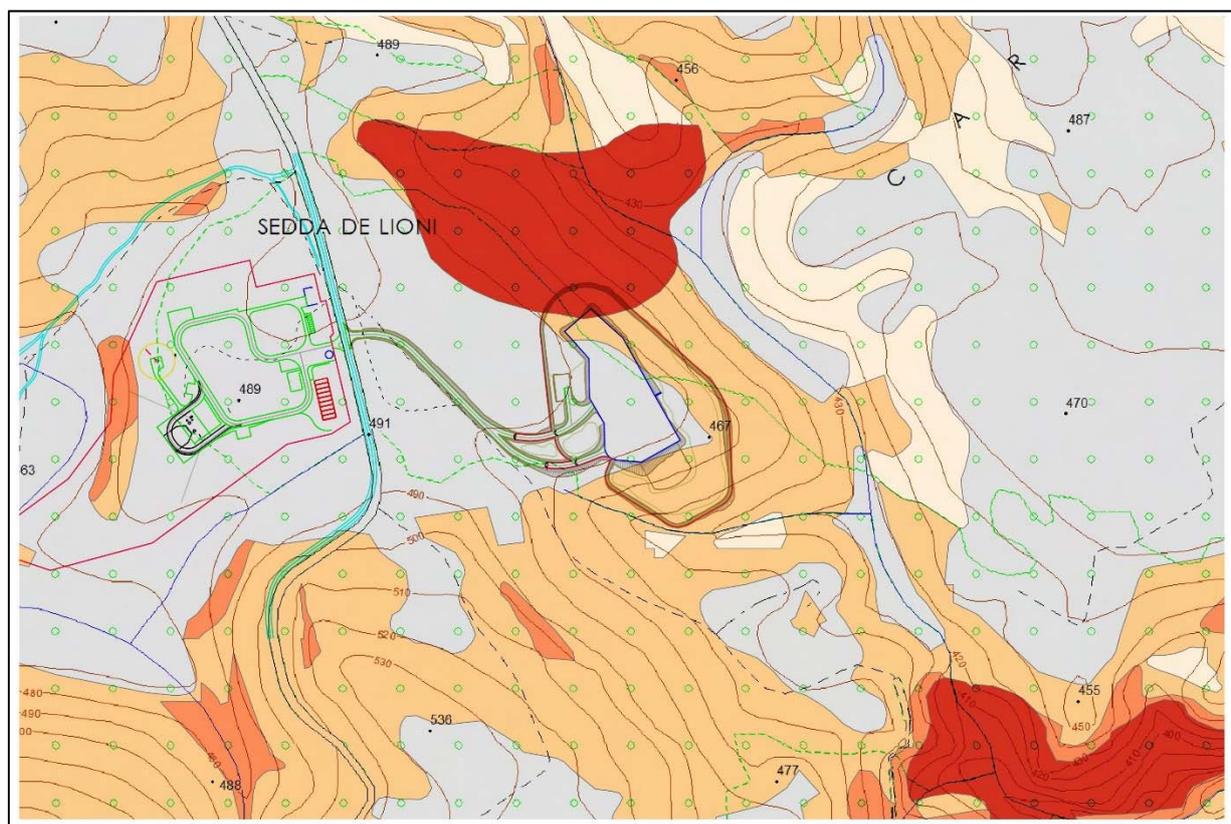


Figura 46_ Dettaglio carta della pericolosità da frana shape Pericolo Geomorfologico rev dic 2022 di cui deliberazione n. 15 del 22 novembre 2022, con sovrapposizione dell'area in progetto..

PERICOLOSITA' DA FRANA

CODICE	INTENSITA'	DESCRIZIONE	SIMBOLO
Hg0	Nulla	Zone studiate per le quali non sono stati individuati fenomeni franosi in atto o potenziali.	
Hg1	Moderata	Zone con fenomeni franosi presenti o potenziali marginali.	
Hg2	Media	Zone con frane stabilizzate non più riattivabili nelle condizioni climatiche attuali a meno di interventi antropici; zone in cui esistono condizioni geologiche e morfologiche sfavorevoli alla stabilità dei versanti ma prive al momento di indicazioni morfologiche di movimenti gravitativi.	
Hg3	Elevata	Zone con frane quiescenti con tempi di riattivazione pluriennali o pluridecennali; zone di possibile espansione areale di frane quiescenti, zone con indizi geomorfologici di instabilità dei versanti potenziali; frane di neoformazione presumibilmente in tempi pluriennali o pluridecennali.	
Hg4	Molto elevata	Zone in cui sono presenti frane attive, continue o stagionali, zone in cui è prevista l'espansione areale di una frana attiva; zone in cui sono presenti evidenze geomorfologiche di movimenti incipienti.	

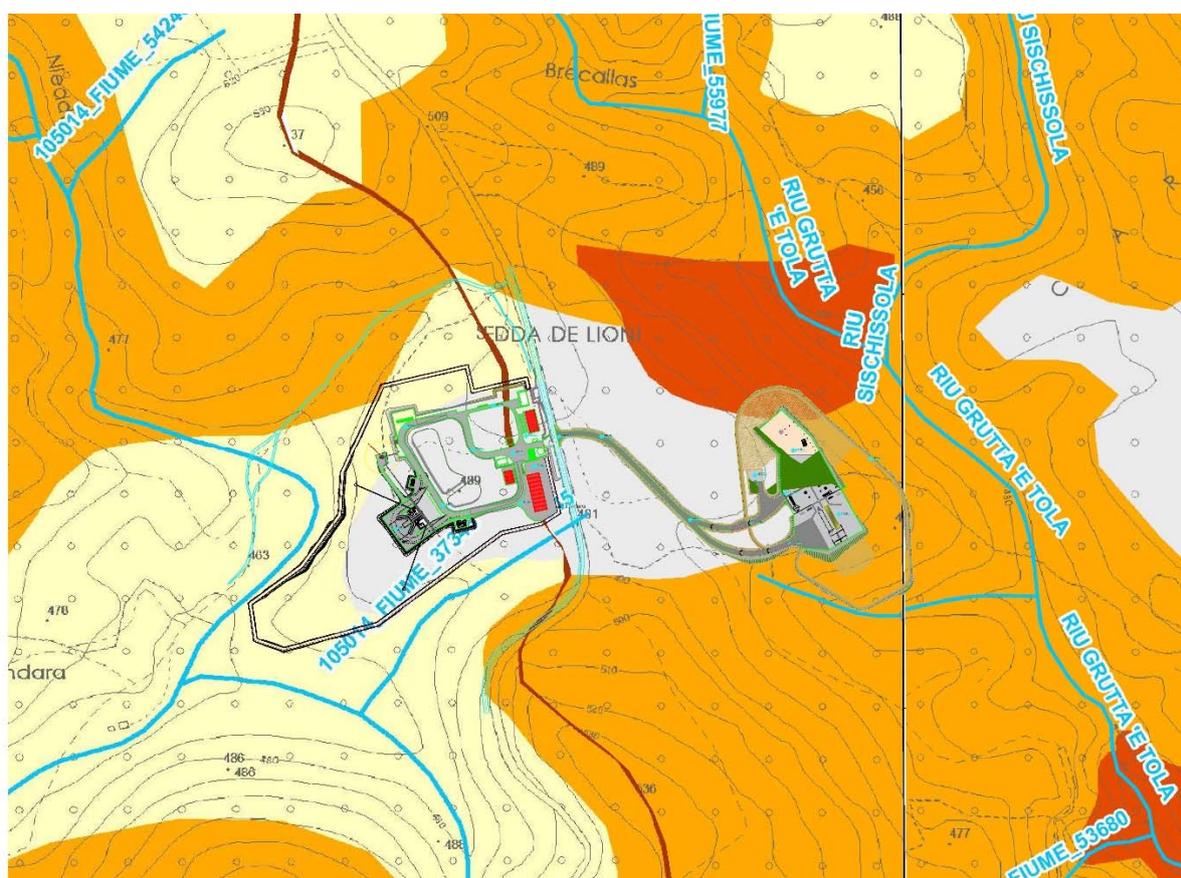


Figura 47 _Stralcio Tav 280-281 unione parte W sub Bacino 7 Flumendosa Campidano Cixerri , parte E sub bacino 6 Sud Orientale
Carta delle aree a pericolosità da frana

PERICOLOSITA' DA FRANA

Classe	Intensità	Descrizione
Hg0	Nulla	Aree studiate non soggette a potenziali fenomeni franosi
Hg1	Moderata	I fenomeni franosi presenti o potenziali sono marginali
Hg2	Media	Zone in cui sono presenti solo frane stabilizzate non più riattivabili nelle condizioni climatiche attuali a meno di interventi antropici (assetto di equilibrio raggiunto naturalmente o mediante interventi di consolidamento) zone in cui esistono condizioni geologiche e morfologiche sfavorevoli alla stabilità dei versanti ma prive al momento di indicazioni morfologiche di movimenti gravitativi
Hg3	Elevata	Zone in cui sono presenti frane quiescenti per la cui riattivazione ci si aspettano presumibilmente tempi pluriennali o pluridecennali; zone di possibile espansione areale delle frane attualmente quiescenti; zone in cui sono presenti indizi geomorfologici di instabilità dei versanti e in cui si possono verificare frane di neoformazione presumibilmente in un intervallo di tempo pluriennale o pluridecennali
Hg4	Molto elevata	Zone in cui sono presenti frane attive, continue o stagionali; zone in cui è prevista l'espansione areale di una frana attiva; zone in cui sono presenti evidenze geomorfologiche di movimenti incipienti

Pericolosità per fenomeni tipo "colata detritica"



H_{cd} – Area lungo impluvio/alveo individuata per condizioni di pendenza tali da poter innescare fenomeni franosi tipo "colata detritica"



H_{cd} 4 – Area in cui si sia manifestato in passato un evento documentato assimilabile a fenomeni franosi tipo "colata detritica" o ove vi siano evidenze certe di eventi recenti, derivanti dall'analisi da fotointerpretazione o da sopralluoghi in sito

Pericolosità per fenomeni tipo "sinkhole"



H_{gsh} – Area potenzialmente soggetta a fenomeni franosi tipo "sinkhole", legati sia a processi di sprofondamento naturale, sia ad attività minerarie ed antropiche in generale



H_{gsh} 4 – Area in cui si sia manifestato in passato un evento documentato assimilabile a fenomeni franosi tipo "sinkhole", legati sia a processi di sprofondamento naturale, sia ad attività minerarie ed antropiche, comprese le fenomenologie in ambito urbano innescate da perdite delle reti idriche

Risorse idriche

— Rete idrografica

- - - Tratti in sottopasso/tombati rete idrografica

■ Specchi d'acqua e invasi artificiali



■ Limite del Sub-bacino 6 Sud - Orientale



■ Limite comunale

N

Figura 49 _Legenda Stralcio Tav 280-281 unione parte W sub Bacino 7 Flumendosa Campidano Cixerri , parte E sub bacino 6 Sud Orientale Carta delle aree a pericolosità da frana

Non è stata riscontrata la presenza di fenomeni franosi ed in generale si tratta di aree con una modesta propensione al dissesto, in considerazione della natura del substrato e della scarsa pendenza. Le principali aree in frana sono pertanto riconducibili alle scarpate rocciose formatesi sul bordo dei terrazzi modellati sui complessi carbonatici mesozoici, dove possono svilupparsi essenzialmente frane per crollo, ma che non riguardano il sito in studio.

Pericolosità Idraulica

Relativamente alla pericolosità idraulica, in corrispondenza delle aree di intervento non risulta alcuna perimetrazione né ai sensi del Piano di Assetto Idrogeologico (P.A.I.), né del Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (P.S.F.F.) e del Piano Gestione e Rischio Alluvione (P.G.R.A.).

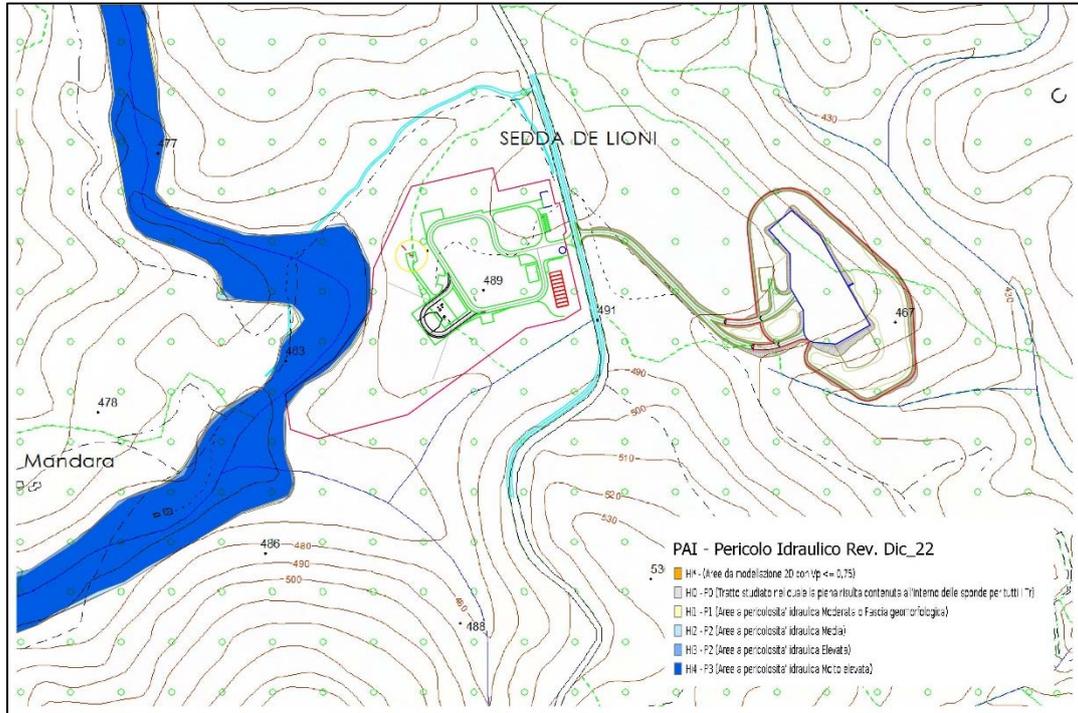
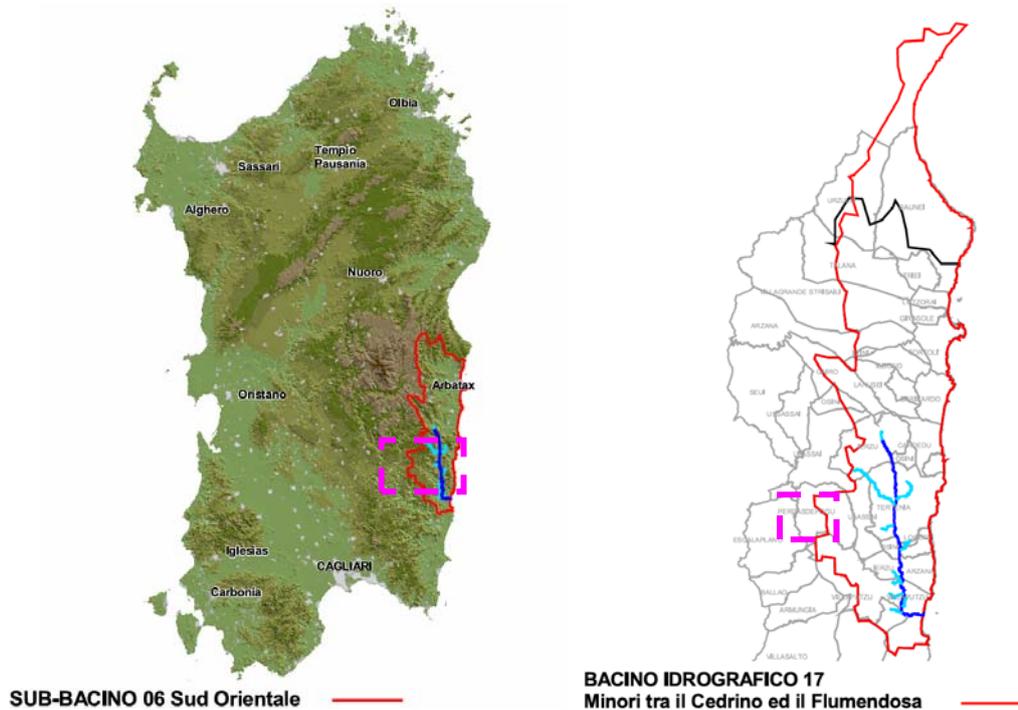
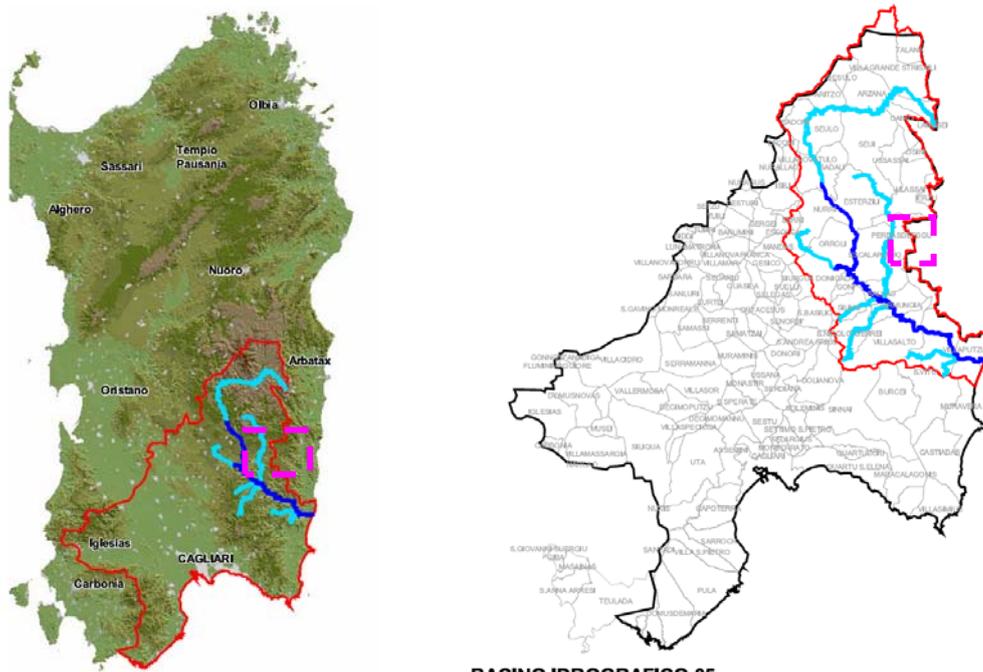


Figura 50_Dettaglio carta della pericolosità da piena shape Pericolo Geomorfologico rev dic 2022 di cui deliberazione n. 15 del 22 novembre 2022, con sovrapposizione dell'area in progetto.





SUB-BACINO 07 Flumendosa-Campidano-Cixerri ——— **BACINO IDROGRAFICO 05 Flumendosa** ———

Figura 51_ Stralcio inquadramento nelle perimetrazioni del PSFF dalle quali si evince che il territorio Comunale di Perdasdefogu ricade in parte nel Sub-bacino 07 e nel Sub-bacino 06, ed in particolare l'area in cui insiste l'opera in progetto nel Sub-bacino 06 e non risulta perimetrata dalle fasce di inondabilità identificate dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali.

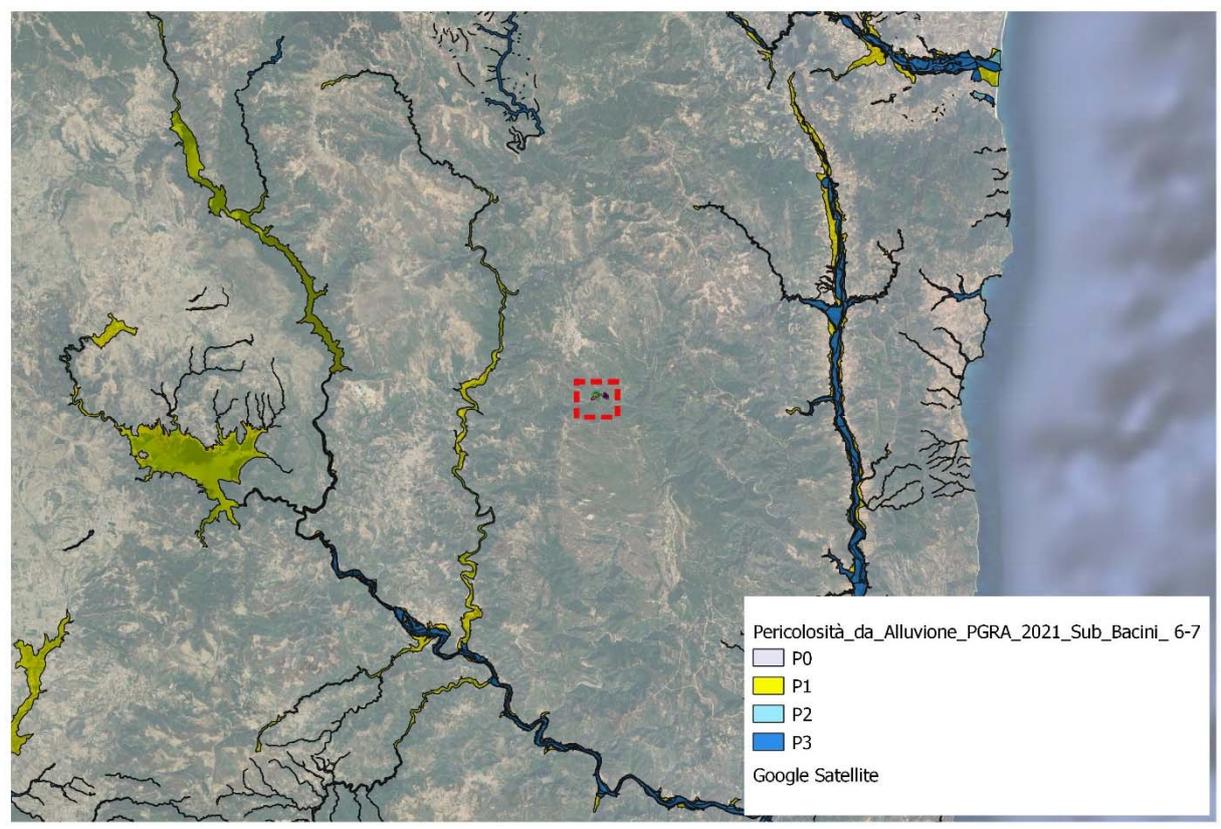


Figura 52_ Sovrapposizione Shape perimetrazione Piano di gestione del rischio di alluvioni della Sardegna per il secondo ciclo di pianificazione di cui alla Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 14 del 21/12/2021 su Google Earth con identificazione dell'area in studio

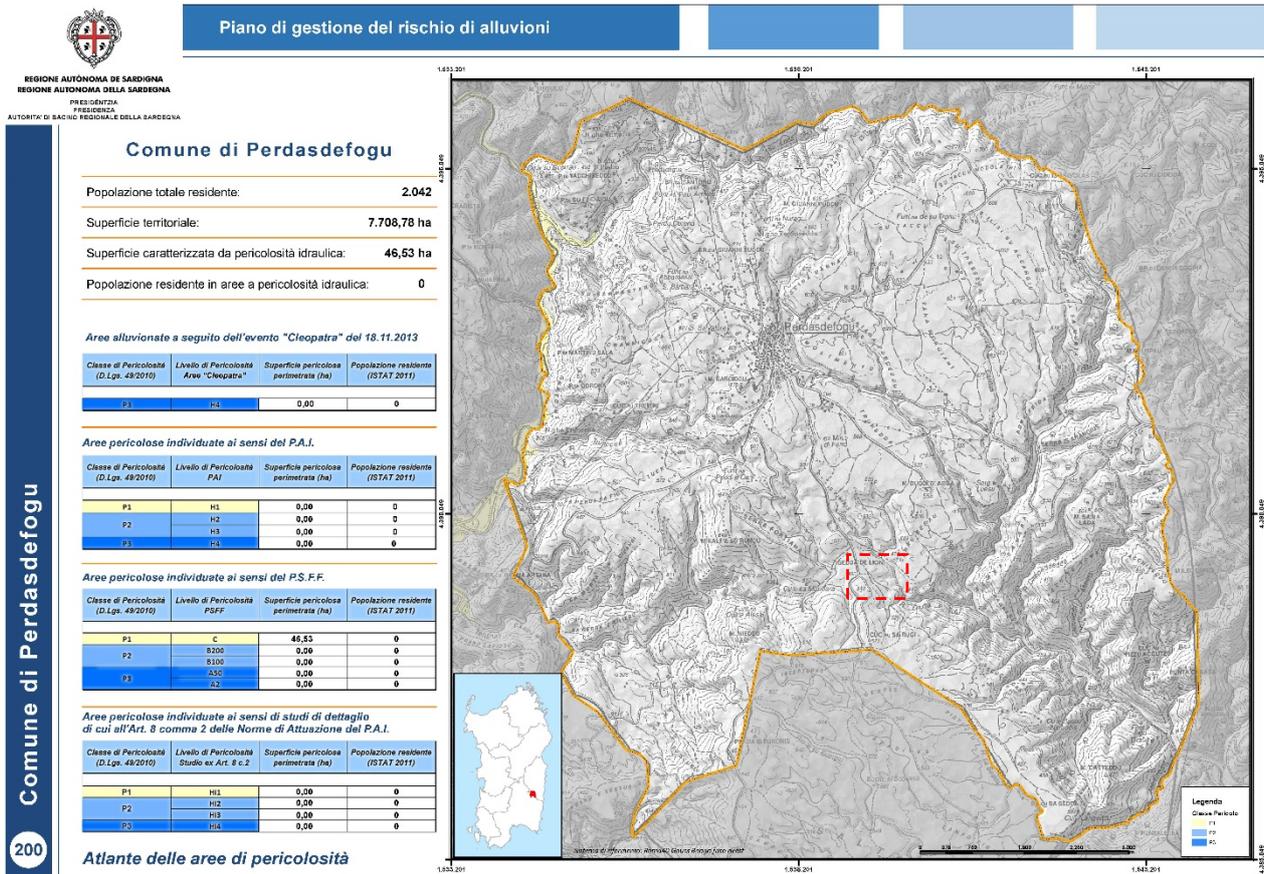


Figura 53 Atlante Aree a pericolosità prima approvazione del PGRA (approvate con la Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 2 del 15/03/2016)

Mentre in riferimento alla presenza di corsi d'acqua facenti parte del reticolo di Strahler trattasi di aree non ancora studiate, per le quali si applica la vincolistica di cui all'art. 30 ter comma 1 che recita: «Per i singoli tratti dei corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrografico dell'intero territorio regionale per i quali non siano state ancora determinate le aree di pericolosità idraulica, con esclusione dei tratti le cui aree di esondazione sono state determinate con il solo criterio geomorfologico di cui all'articolo 30 bis, quale misura di prima salvaguardia finalizzata alla tutela della pubblica incolumità, è istituita una fascia su entrambi i lati a partire dall'asse, di profondità L variabile in funzione dell'ordine gerarchico del singolo tratto»

Ordine gerarchico (numero di Horton-Strahler)	profondità L (metri)
1	10
2	25
3	60
4	75
5	100
6	150
7	250
8	400

Nel caso in fattispecie, la sovrapposizione non ottimale della mappa estrapolata dal portale Urbismap con il layout del progetto mostra che una piccola porzione lambisce fasce ricadenti nell'ambito dell'articolo 30 ter, che in questo caso trattandosi prevalentemente di corsi d'acqua di ordine gerarchico n. 1, (H51) la fascia di rispetto applicabile è di 10 m.

Esso corrisponde al corso d'acqua identificato negli elenchi della Regione Sardegna con la codifica Fiume 62333, per il quale è stato predisposto apposito studio idrologico e idraulico di dettaglio, il cui bacino si estende per una superficie di 139.000 mq circa e riversa le sue acque nel principale Riu Gutturu 'e Tola.



Figura 54_ Fasce Art. 30 ter del PAI



Figura 55_ Dettaglio Fasce Art. 30 ter del PAI con evidenziato il buffer di 10 m dall'asse del fiume 62333.

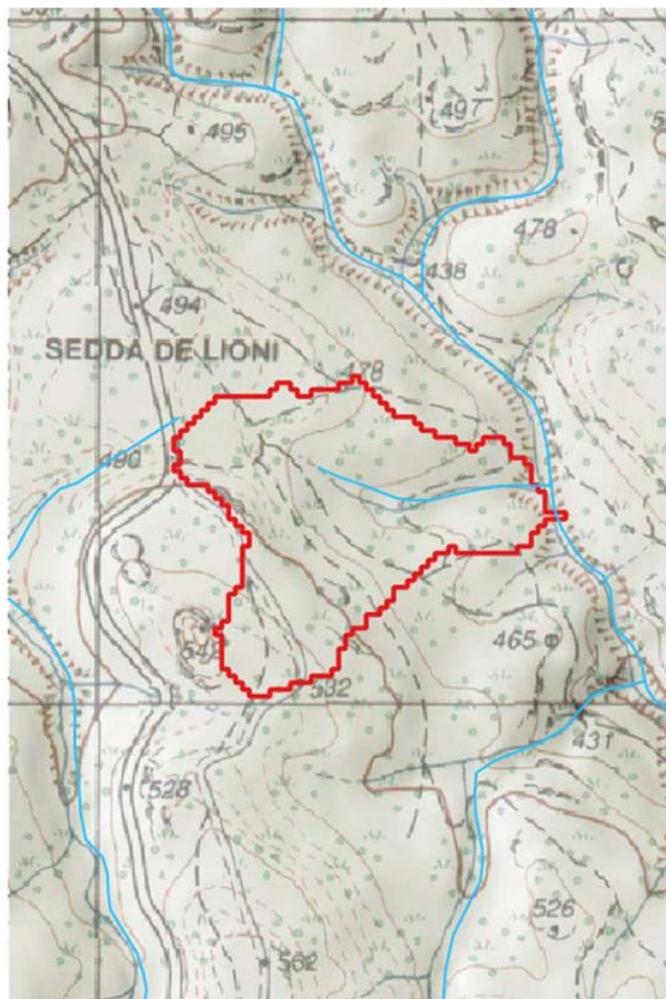


Figura 56_Localizzazione del bacino di calcolo afferente il fiume 62333 con evidenziata la rete idrografica

I risultati della modellazione idrologica e idraulica hanno messo in evidenza che “La sede di deflusso del fiume 62333 ha un andamento piuttosto lineare e si sviluppa secondo la direttrice ovest-est. Le sponde sono ripide e l’alveo è ben incassato nelle litologie affioranti.

Le elaborazioni condotte hanno evidenziato come le portate di progetto, anche nelle condizioni più gravose associate al tempo di ritorno di ordine maggiore ($Tr = 500$ anni), rimangano sempre confinate nella sede di scorrimento e non si presentano aree di esondazione. Il valore massimo di velocità è stimato in 4.5 m/s.

La modellazione è stata condotta anche nella condizione idraulica più gravosa associata al Tr 5000 anni e i profili idraulici del corso d’acqua associate a tutti i tempi di ritorno di progetto (Tr 2-10-20-100-200-500).



Figura 57_Planimetria con indicazione Sezioni idrauliche e dei tiranti idraulici (Tr 500 anni)



Figura 58_Planimetria con indicazione Sezioni idrauliche e dei valori di velocità associati ai tiranti idraulici (Tr 500anni)

Dalle immagini rappresentative del modello e riferite al tempo di ritorno $Tr = 500$ anni il corso d'acqua del fiume 62333 non interessa in alcun modo le aree in cui insisteranno i manufatti in progetto, così come questi non interferiscono con il corretto regime delle acque ed è compatibile

dal punto di vista territoriale per gli aspetti idraulici legati al corso d'acqua del fiume 62333" (per maggiori dettagli vedasi Relazione Idrologica e Idrologico – idraulica).

Con riferimento alle opere previste, dall'esame delle mappe di pericolosità da frana del PAI di cui sopra riportati gli stralci, si evince quanto segue:

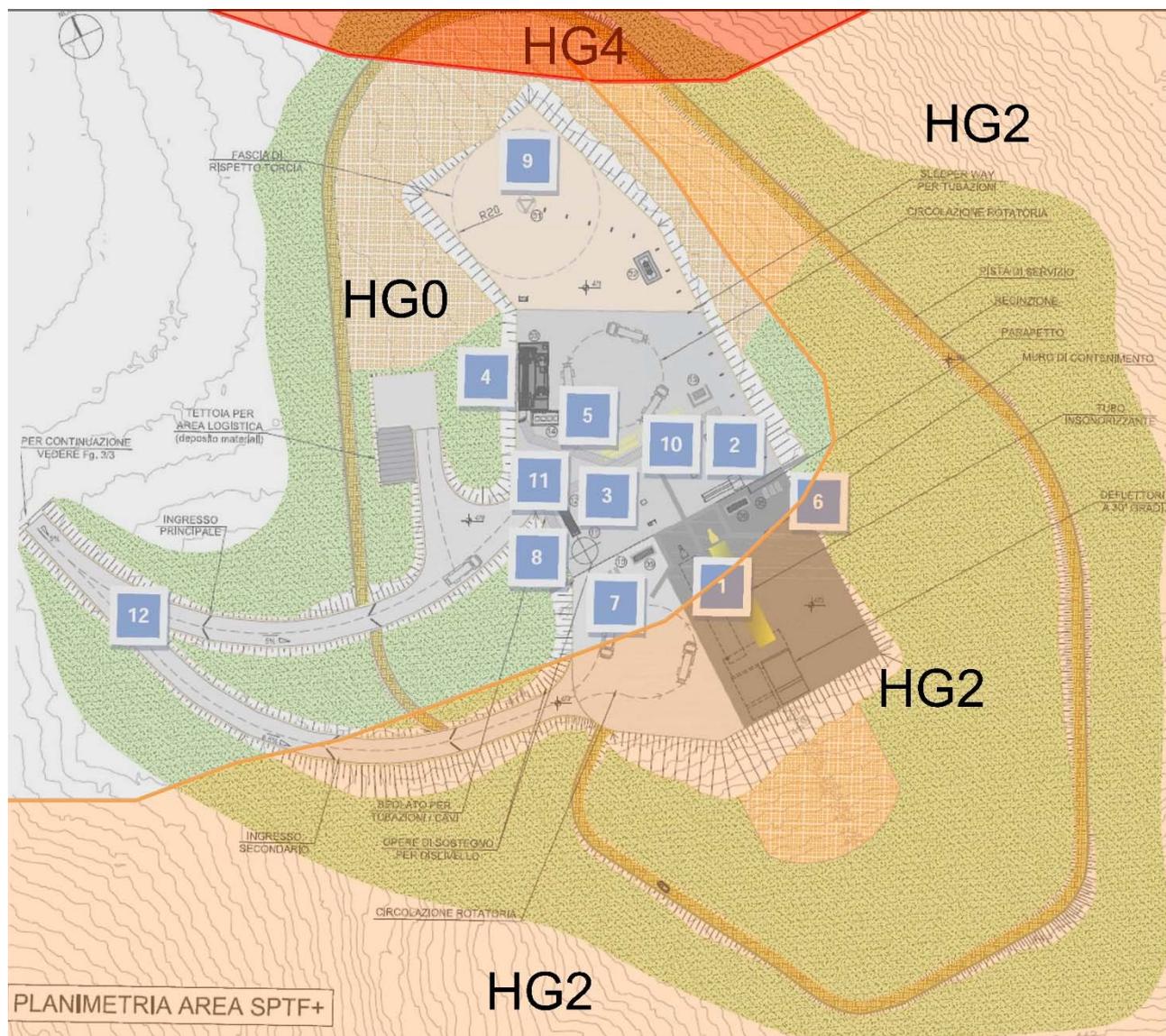


Figura 59_Particolare sovrapposizione PAI e opere in progetto

1. Cella di prova. Posizionata nel piazzale inferiore ubicato ad una quota relativa 5 metri più in basso di quello superiore, attestandosi sui 473 m s.l.m. Qui il motore viene fissato ad una struttura di sostegno per l'esecuzione dei test, è fissata ad una piastra di fondazione che garantisce la stabilità dell'insieme. Le attività sono schermate da una parete in c.a. di opportuna altezza. Qui sarà ospitato il banco prova HTE nella sua configurazione orizzontale, i tubi per l'abbattimento del rumore, varie componenti impiantistiche, un serbatoio per il recupero dell'acqua utilizzata durante le prove e i deflettori della "plume" del motore a razzo e la relativa rete di smaltimento. La sua superficie sarà realizzata con diverse pavimentazioni, per assolvere a compiti diversi. Non tutto il piazzale è comunque interessato da perimetrazione Pai, così come si evince dall'immagine sopra riportata.
 - Interessa in parte aree perimetrate a pericolosità geomorfologica media da frana Hg2

2. Area di stoccaggio, raffreddamento e pressurizzazione del combustibile liquido LCH₄.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
3. Area di stoccaggio, raffreddamento e pressurizzazione del comburente liquido LOX.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
4. Area di stoccaggio, raffreddamento, pressurizzazione e vaporizzazione dell'azoto N₂.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
5. Area di stoccaggio delle bombole di elio.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
6. Area di vaporizzazione del metano prima di essere mandato in torcia.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
7. Area di Vaporizzazione dell'ossigeno prima di essere disperso in atmosfera.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
8. Tank acqua per sistema di abbattimento rumore e raffreddamento
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
9. Torcia per lo smaltimento dell'eventuale metano residuo da posizionarsi su un basamento è costituito da una fondazione in c.a.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
10. Linee coibentate fuori terra, collegheranno le varie unità sostenute da pipe racks (quando sollevate da terra di alcuni metri) o sleepers quando posti ad un'altezza molto prossima al piano campagna.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)
11. Linee coibentate interrato con beole di protezione, collegheranno l'area azoto al resto di impianto.
 - Non si rilevano interferenze tra le suddette opere e le aree cartografate a pericolosità da frana. (Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana)

12. Viabilità a servizio del nuovo impianto SPTF+, che collegherà in nuovo impianto con l'attuale impianto SPTF.

- Interessa in parte aree perimetrare a pericolosità geomorfologica media da frana Hg2

Altre opere interessate da perimetrazioni a pericolosità di frana

- Recinzione esterna e adiacente pista di servizio in terra stabilizzata atta alla circolazione dei mezzi di ronda:
 - Su una lunghezza complessiva di circa 730 m, per un tratto di circa 90 m ricade in aree a pericolosità geomorfologica molto elevata da frana Hg4,
 - Per un tratto di circa 450 m ricade in aree a pericolosità media da frana Hg2,
 - La restante porzione ricade in Hgo aree studiate e che non presentano pericoli da frana.

VALUTAZIONE DEL PROGETTO AI FINI PAI

L'analisi dello stato di fatto dei luoghi ha messo in evidenza che gli interventi in progetto interferiscono in parte con aree caratterizzate da una pericolosità da frana di tipo medio Hg2, e in maniera marginale con aree a pericolosità da frana di tipo molto elevata Hg4.

Relativamente agli interventi ricadenti entro aree a pericolosità media da frana Hg2, essi rientrano tra le opere ammissibili previste nel P.A.I. ai sensi dell'art.33 comma 3 lett. a) delle Norme Tecniche di Attuazione che recita: «[...] In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico nelle aree di pericolosità media da frana sono inoltre consentiti esclusivamente:

- a) *Gli ampliamenti, le ristrutturazioni e le nuove realizzazioni di infrastrutture riferibili a servizi pubblici essenziali non altrimenti localizzabili o non delocalizzabili, a condizione che non esistano alternative tecnicamente ed economicamente sostenibili, che tali interventi siano coerenti con i piani di protezione civile, e che ove necessario siano realizzate preventivamente o contestualmente opere di mitigazione dei rischi specifici».*

Relativamente alle opere ricadenti entro aree a pericolosità da frana molto elevata Hg4 riferibile alla recinzione e alla pista di servizio le stesse risultano ammissibili ai sensi dell'art.31 comma 3 lett. i) delle Norme Tecniche di Attuazione che recita: «[...] In materia di infrastrutture a rete o puntuali pubbliche o di interesse pubblico nelle aree di pericolosità media da frana sono inoltre consentiti esclusivamente:

- i) *Gli ampliamenti, le ristrutturazioni e le nuove realizzazioni di infrastrutture riferibili a servizi pubblici essenziali non altrimenti localizzabili o non delocalizzabili, a condizione che non esistano alternative tecnicamente ed economicamente sostenibili, che tali interventi siano coerenti con i piani di protezione civile, e che ove necessario siano realizzate preventivamente o contestualmente opere di mitigazione dei rischi specifici. Le nuove reti urbane ed extraurbane riferibili a servizi pubblici essenziali sono consentite a condizione che con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato venga dimostrato che per la loro realizzazione sono previsti scavi da effettuare esclusivamente lungo strade esistenti e per una profondità di scavo limitata; sono, altresì, consentite nuove linee aeree riferibili a servizi pubblici essenziali a condizione che con apposita relazione asseverata del tecnico incaricato venga dimostrato che i sistemi sostegno-fondazione risultino adeguatamente dimensionati e verificati rispetto a tutte le possibili azioni che possano comprometterne la loro stabilità e che gli scavi e le opere per il loro posizionamento non determinino peggioramento del dissesto ante intervento.*

L'analisi geologica e geomorfologica non ha evidenziato situazioni di instabilità gravitativa in atto e/o potenziali che potrebbero compromettere la realizzazione delle opere in oggetto, le quali si inseriscono in un contesto morfologico attualmente stabile per la presenza di un substrato roccioso buone caratteristiche litotecniche, anche in riferimento alla porzione che si presenta alterata e fratturata.

L'altopiano in cui sorgeranno le opere in progetto è posto a circa 490 m s.l.m. In dettaglio l'area in studio, è posta in corrispondenza di una superficie che degrada dolcemente verso SE, con quote che vanno da 490 m a 440 m, mentre l'impianto sarà realizzato tra le quote di 483 m e 470 m

circa. L'impianto sarà realizzato su due aree principali, individuate come piazzale superiore e inferiore, con quote di livello differenziate di 5 m.

Il piazzale superiore sarà finito in terra stabilizzata per tutta la sua estensione, con pendenza della superficie costante e pari a 0.02 m/m (2%), al fine di evitare il ristagno delle acque meteoriche e facilitarne lo smaltimento. Il piazzale inferiore si attesterà sui 473 m s.l.m. La sua superficie sarà realizzata con diverse pavimentazioni, in modo da assolvere a compiti diversi (cls fibrorinforzato e additivato, conglomerato bituminoso, c.a.). Anche questo piazzale avrà una pendenza della superficie costante e pari a 0.02 m/m (2%), per assolvere alla stessa funzione del precedente.

Anche dal punto di vista idraulico non sono segnalate situazioni di pericolosità, così come ha dimostrato lo studio sulla modellazione idrologica e idraulica di dettaglio.

Per pervenire ad un giudizio di compatibilità geologica e geotecnica delle opere in oggetto si è fatto riferimento alle indagini geognostiche e geotecniche sito specifiche e alla predisposizione di tutta una serie di opere di mitigazione dei rischi specifici, quali:

- **Interventi di inerbimento delle scarpate**

La realizzazione del progetto comporterà la formazione di rilevati mediante posa e compattazione di terreno di riporto con la formazione di due piazzali posti con quote di livello differenziate di 5 m.

Il risultato è la gradonatura del versante al fine di minimizzare le alterazioni dell'assetto morfometrico dell'area. La rimodellazione finale delle scarpate prevede l'inerbimento e la messa a dimora di specie vegetali tipiche della macchia mediterranea. E' prevista inoltre anche la stesa di Biostuoia.

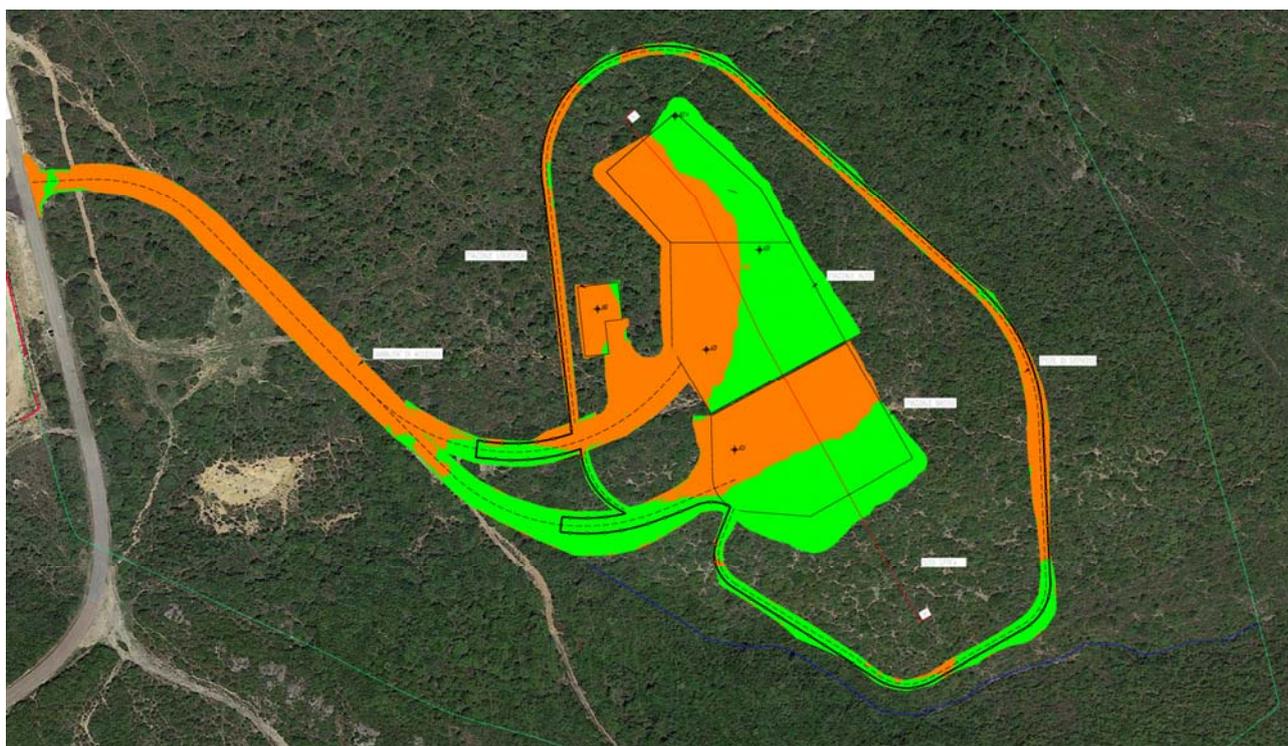


Figura 60_Planimetria area in scavo e riporto

- Aree scavo
- Aree rilevato

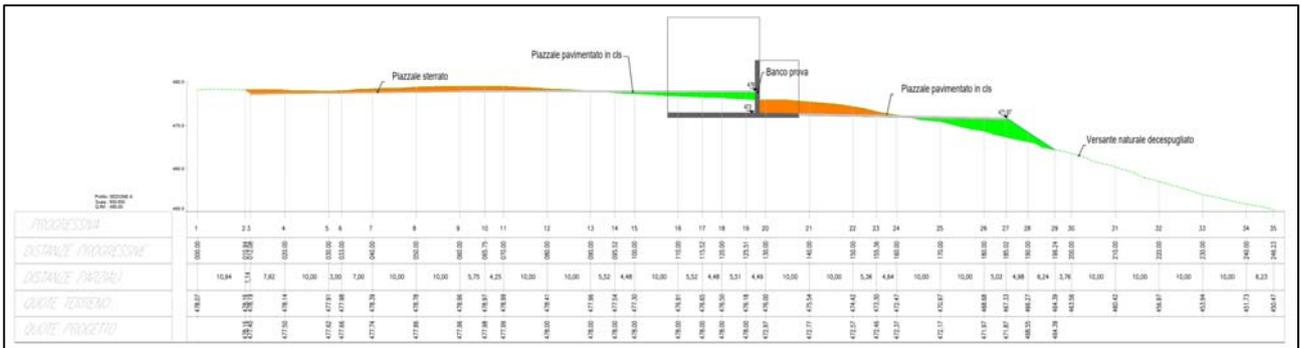


Figura 61_Planimetria e sezione longitudinale movimenti terra



Figura 62_Planimetria sistemazione finale dell'area

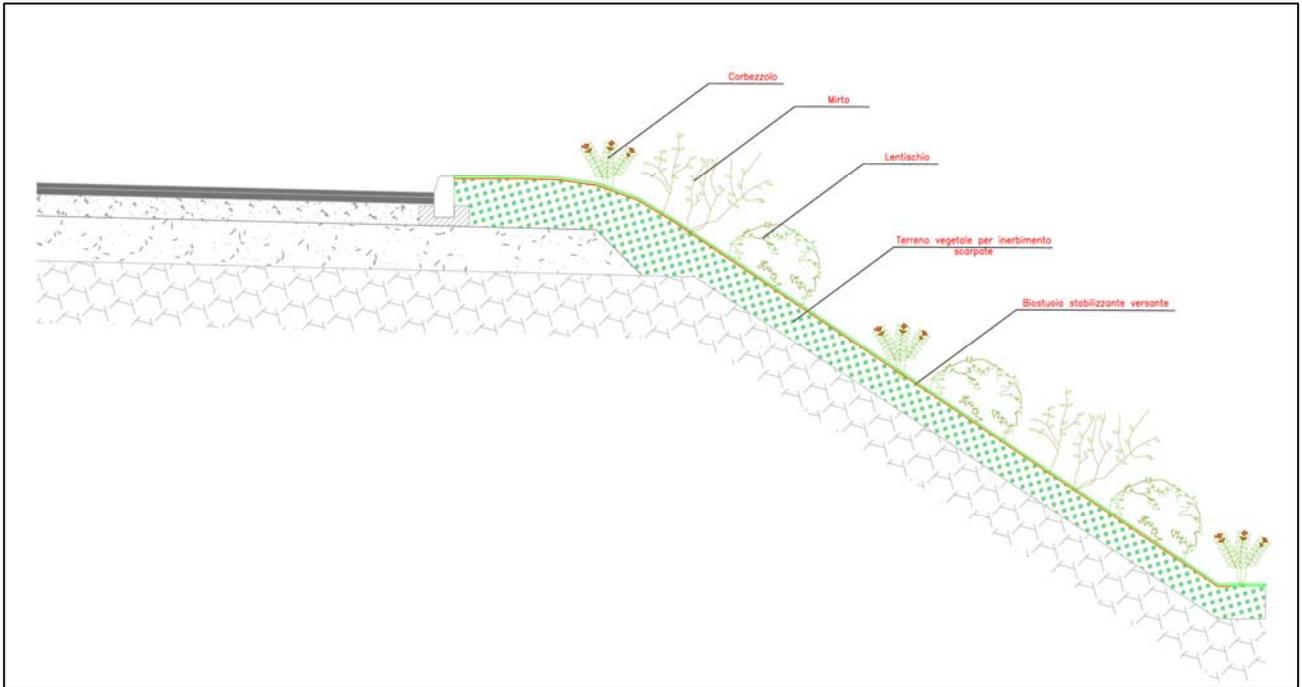


Figura 63_Sistemazione tipo delle scarpate con inerbimento

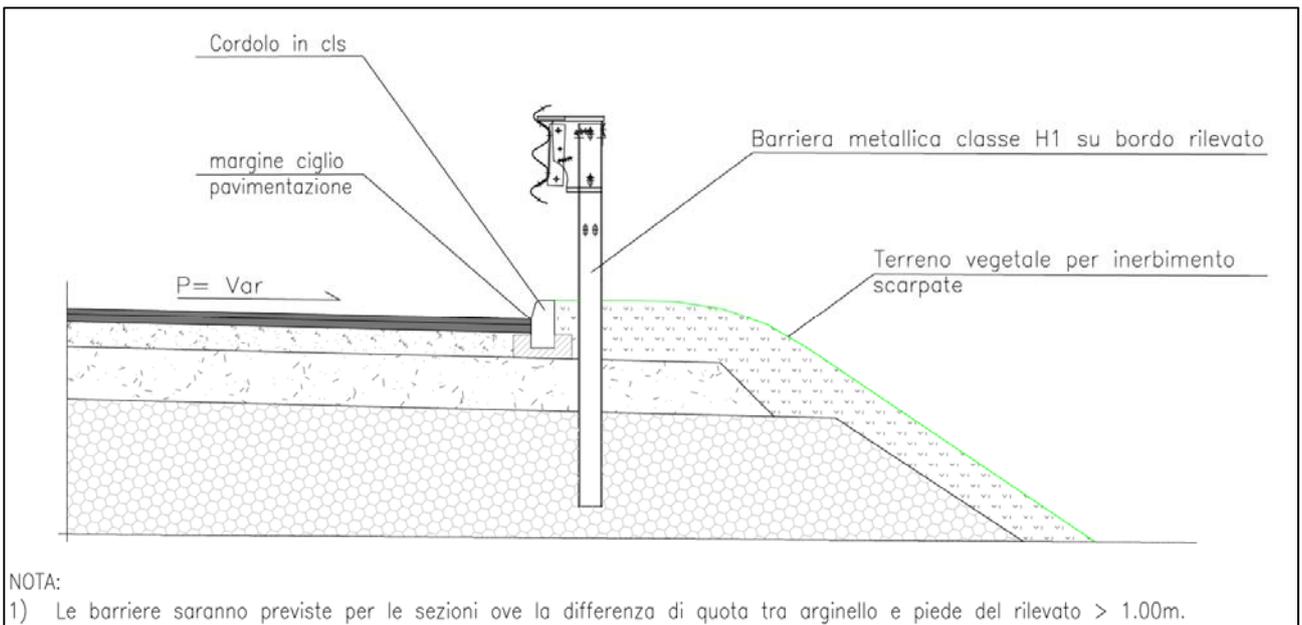


Figura 64_Particolare elemento di ritenuta e scarpate

- **Idonei sistemi di drenaggio acque meteoriche di dilavamento:**

La gestione del ciclo delle acque meteoriche sarà compiuta mediante la realizzazione di una rete appositamente dedicata, in tubazioni in PVC – SN8. Nel piazzale superiore la nuova rete sarà divisa in due rami principali che gestiranno separatamente i deflussi provenienti dalle aree identificate lungo il perimetro destro e lungo quello sinistro del piazzale stesso. Le portate intercettate saranno convogliate verso due tubazioni discendenti, ancorate sul muro di divisione tra i due piazzali, che permetteranno di superare il dislivello tra i piazzali. La rete meteorica al servizio del piazzale inferiore convoglierà i deflussi verso la vasca di prima pioggia, identificata sul bordo inferiore della superficie. Le portate eccedenti la prima pioggia e le acque trattate dalla vasca saranno scaricate nel corpo ricettore finale, identificato nel corso d'acqua n°62333, affluente in destra idraulica del rio Grutta 'e Tola. La rete sarà completa di pozzetti con caditoie carrabili e, ove necessario, di pozzetti di ispezione, che permetteranno la verifica del corretto funzionamento dell'infrastruttura e garantiranno interventi manutentivi rapidi ed efficaci. Le acque provenienti dalle aree esterne alla piattaforma saranno invece regimentate mediante la posa di mezzi tubi in cls del diametro di 500 mm incassati all'interno di uno scavo regolarizzato sul fondo e posate su letto in sabbia in ragione di circa 0.2 mc/ml. La larghezza della canaletta così realizzata risulterà di 50 cm al mezzo diametro, riducendo l'estensione trasversale del manufatto ed evitando i processi erosivi delle acque di corrivazione superficiale. La scelta progettuale garantirà lo smaltimento delle portate di pioggia grazie alla ridotta scabrezza delle tubazioni utilizzate ed alla buona pendenza disponibile lungo i tracciati di posa

Il progetto risulta **strategico a livello nazionale per le sue implicazioni nel settore della ricerca aerospaziale e nello sviluppo di nuovi materiali e nuove tecnologie**, pertanto **l'interesse nazionale nella sua effettiva realizzazione risulta essere prioritario**. L'impianto SPTF/SPTF+, è una prosecuzione dell'impianto SPTF esistente, che prevedeva la realizzazione del “Progetto di coinsediamento del banco prova L.R.E (Liquid Rocket Engines) e dell'impianto C-C (impianto per la realizzazione di componenti in carbon-carbon)” e che è stato sottoposto a procedura di Valutazione di Impatto Ambientale volontaria ed è stato autorizzato con Deliberazione della Regione Autonoma della Sardegna n. 53/6 del 30/12/2019.

- Verifica della stabilità

Per quanto concerne la valutazione delle condizioni di stabilità del versante nella sua configurazione finale, rispetto alla situazione ante intervento, è stata eseguita nel punto più critico, ossia in corrispondenza della porzione più a valle della scarpata ricostruita con i materiali di riporto.

Lungo tutto il piazzale inferiore sarà realizzata una piattaforma in cls, sulla quale saranno posizionati i diversi impianti, così come identificati nelle planimetrie sopra riportate e di seguito visualizzabili nel modello tridimensionale e in sovrapposizione nel profilo longitudinale.

Da quanto si può osservare, le fondazioni in particolare della cella di prova insisteranno prevalentemente sull'ammasso roccioso, di buone caratteristiche geomeccaniche, benchè superficialmente alterato e fratturato, distante dal ciglio del versante circa 40 m e pertanto possiamo considerare ininfluenti i carichi sulla stabilità globale del versante.

Mentre sono da considerarsi i carichi del piazzale e dei deflettori, poggianti anche sui riporti, sulla stabilità globale.

I parametri geotecnici inseriti nel calcolo e associati ai materiali di riporto, costituiti dalla roccia escavata, sono quelli più critici riscontrati a seguito della caratterizzazione geomeccanica dell'ammasso roccioso.

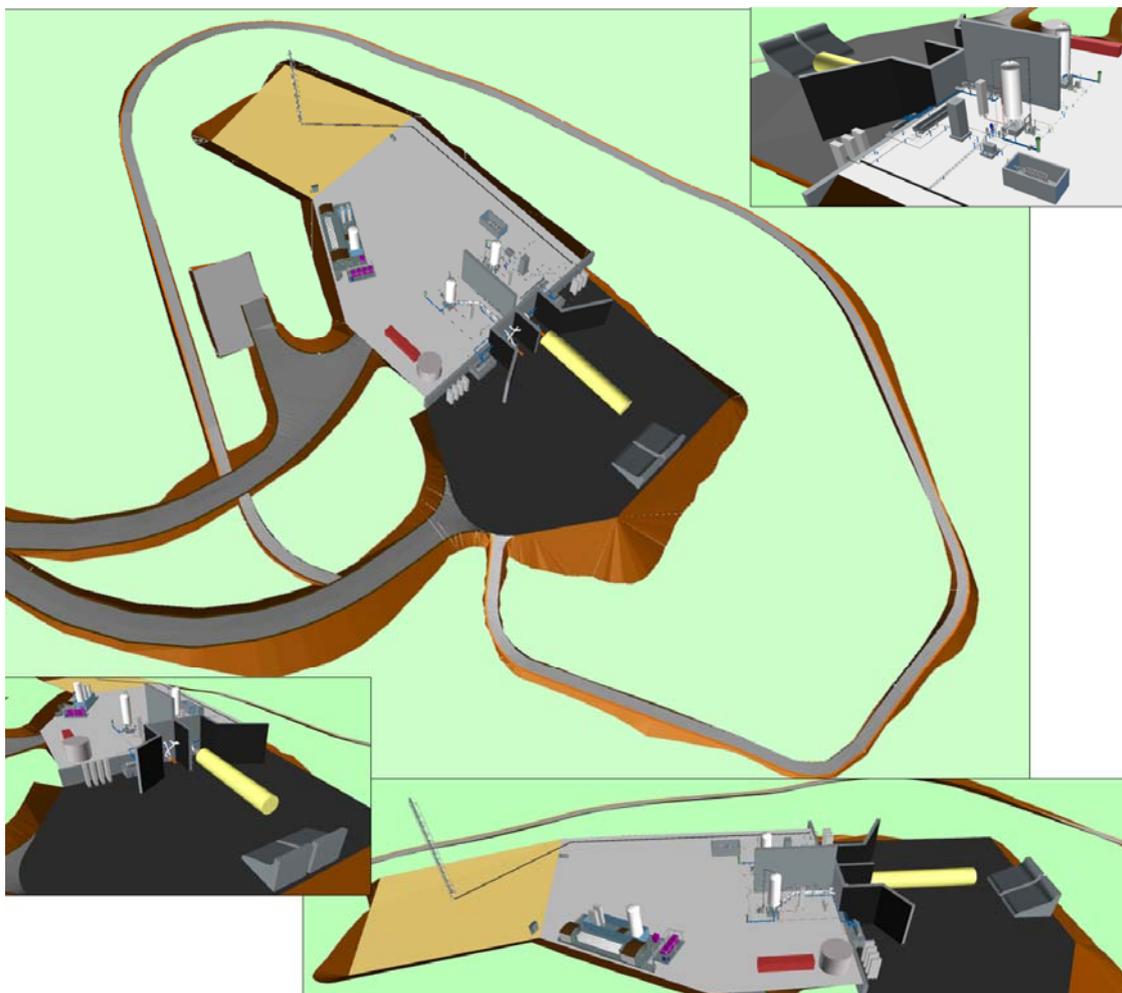


Figura 65_Modello tridimensionale

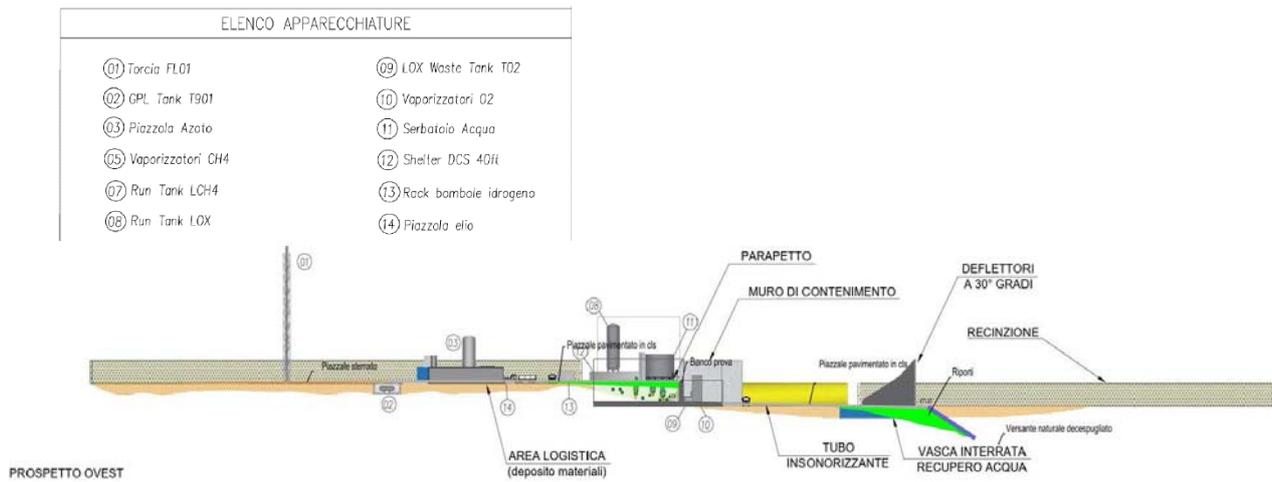


Figura 66_Profilo longitudinale con prospetto del progetto

L'elaborazione eseguita ha permesso di rilevare che sono rispettati i valori limite del coefficiente di sicurezza alla stabilità globale così come stabiliti dalla normativa vigente. In allegato alla presente si riporta la relazione di calcolo sulla verifica di stabilità globale del versante.

CONCLUSIONI

L'analisi geologica e geomorfologica eseguita sulla base degli elementi sito specifici derivanti dalla campagna geognostica eseguita sul sito di realizzazione dell'opera, non ha evidenziato situazioni di instabilità gravitativa in atto e/o potenziali che potrebbero compromettere l'esecuzione della stessa.

Infatti essa si inserisce in un contesto geolitologico caratterizzato dalla presenza di un substrato roccioso con buone caratteristiche litotecniche, anche se nella porzione superficiale si presenta fratturato e alterato e ricoperto solo localmente da una copertura detritica che sarà rappresentata dai riporti scaturiti dagli scavi per la formazione dei rilevati, al fine di regolarizzare il versante. Tali materiali di riporto hanno comunque le stesse caratteristiche geomeccaniche dei materiali da cui si sono originati.

Alcune opere ricadono all'interno di aree mappate a pericolosità media Hg2 e molto elevata Hg4 da frana e risultano ammissibili in riferimento agli art. 33 comma 3 lett. a) e dell'art.31 comma 3 lett. i) delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI.

Gli accorgimenti messi in atto al fine di mitigare i rischi specifici, l'importanza strategica dell'opera, il fatto che consiste nell'ampliamento di un impianto della stessa tipologia già realizzato e quindi la sua localizzazione è strettamente dipendente e non altrimenti localizzabile, permettono di dimostrare la compatibilità anche dal rispetto dei vincoli di cui all'art. 23 delle Norme di Attuazione del P.A.I. «Prescrizioni generali per gli interventi ammessi nelle aree di pericolosità idrogeologica» prevedendo che «[...] allo scopo di impedire l'aggravarsi delle situazioni di pericolosità e di rischio esistenti nelle aree di pericolosità idrogeologica tutti i nuovi interventi previsti dal PAI e consentiti dalle presenti norme devono essere tali da:

- a) [...] non peggiorare le condizioni di funzionalità del regime idraulico del reticolo principale e secondario, non aumentando il rischio di inondazione a valle in quanto non interferiscono con il reticolo idrografico locale;
- b) [...] non peggiorare le condizioni di equilibrio statico dei versanti e di stabilità dei suoli attraverso trasformazioni del territorio non compatibili.
- c] non compromettere la riduzione o l'eliminazione delle cause di pericolosità o di danno potenziale né la sistemazione idrogeologica a regime;
- d] non aumentare il pericolo idraulico con nuovi ostacoli al normale deflusso delle acque o con riduzioni significative delle capacità di invasamento delle aree interessate;
- e] limitare l'impermeabilizzazione dei suoli e creare idonee reti di regimazione e drenaggio;
- h] non interferire con gli interventi previsti dagli strumenti di programmazione e pianificazione di protezione civile;
- i] adottare per quanto possibile le tecniche dell'ingegneria naturalistica e quelle a basso impatto ambientale;
- j] non incrementare le condizioni di rischio specifico idraulico o da frana degli elementi vulnerabili interessati ad eccezione dell'eventuale incremento sostenibile connesso all'intervento espressamente assentito;

k] assumere adeguate misure di compensazione nei casi in cui sia inevitabile l'incremento sostenibile delle condizioni di rischio o di pericolo associate agli interventi consentiti;

l] garantire condizioni di sicurezza durante l'apertura del cantiere, assicurando che i lavori si svolgano senza creare, neppure temporaneamente, un significativo aumento del livello di rischio o del grado di esposizione al rischio esistente;

m] garantire coerenza con i piani di protezione civile.

Dalle verifiche condotte e da quanto riportato nel presente Studio, in ottemperanza dalle N.T.A. del P.A.I., ne consegue la compatibilità geologico-geotecnica dell'intervento proposto.

Si raccomanda di verificare regolarmente le condizioni di tenuta della vasca di raccolta delle acque di prima pioggia e tutti i sistemi di intercettazione delle acque meteoriche di scorrimento, nonché il monitoraggio delle condizioni generali del versante a seguito di fenomeni meteorologici particolarmente intensi.

ALLEGATI

- RELAZIONE CALCOLO VERIFICA STABILITA' DEL VERSANTE

I Professionisti

Dott. Geol. Barbara Chia

Dott. Ing. Vittorio Falchi

RELAZIONE DI CALCOLO

La seguente relazione riporta i risultati del calcolo di stabilità del versante nella sua configurazione finale, in cui sorgerà l'impianto in progetto.

In particolare è stata presa in considerazione la sezione tipo che dal punto di vista morfologico rappresenta la situazione più critica (vedasi planimetria allegata). Considerando inoltre la presenza di un certo grado di fatturazione e alterazione dei litotipi interessati sono stati scelti per il calcolo, come valori per i parametri geotecnici, quelli più cautelativi. Per la presente analisi è stato utilizzato l'applicativo BRock del Software della ProgramGeo.

La procedura di analisi di stabilità del pendio in roccia è stata eseguita attraverso la valutazione dell'equilibrio limite, che consiste nella stima di un coefficiente di sicurezza alla traslazione e/o alla rotazione del volume di terra compreso fra la superficie del versante ed una superficie di taglio potenziale imposta. La procedura di calcolo prende in considerazione tutte le forze e/o i momenti agenti lungo il piano di taglio, fornendo una valutazione della stabilità globale attraverso le equazioni d'equilibrio fornite dalla statica.

Il coefficiente di sicurezza globale del pendio viene calcolato attraverso il rapporto fra la resistenza di taglio massima disponibile lungo la superficie di rottura e gli sforzi tangenziali mobilitati lungo tale piano:

$$F_{sic} = T_{max} / T_{mob};$$

con

F_{sic} = coefficiente di sicurezza;

T_{max} = resistenza di taglio massima;

T_{mob} = sforzo tangenziale mobilitato.

All'equilibrio ($T_{max}=T_{mob}$) F_{sic} deve essere ovviamente uguale a 1.

Il pendio potrebbe essere considerato in teoria stabile, quando F_{sic} risulta maggiore di 1 ($T_{max}>T_{mob}$), instabile in caso contrario ($T_{max}<T_{mob}$). In realtà, per tener conto dell'incertezza introdotta dalle ipotesi semplificatrici nella procedura di calcolo e soprattutto dell'approssimazione con cui sono noti i parametri geotecnici del terreno, per Legge (D.M.21.1.81 e successivi) e per consuetudine pratica, la stabilità può dirsi raggiunta solo nel caso in cui F_{sic} sia maggiore di **1.3**.

Si distinguono quindi tre casi:

- a) Coefficiente di sicurezza inferiore a 1: il pendio si trova in condizioni di instabilità globale.
- b) Coefficiente di sicurezza compreso fra 1 e 1.3: il pendio si trova in condizioni prossime all'equilibrio limite; anche un piccolo incremento degli sforzi tangenziali sulla superficie potenziale di rottura può innescare il fenomeno franoso.
- c) Coefficiente di sicurezza superiore a 1.3: il pendio si trova in condizioni di stabilità globale.

Negli ammassi rocciosi la resistenza al taglio del materiale non può generalmente essere descritta con il criterio di rottura di Coulomb, per il quale:

$$T_{\max} = c + \sigma \tan \varphi;$$

dove

c = coesione;

σ = pressione efficace;

φ = angolo d'attrito.

Questo infatti indica una correlazione fra resistenza al taglio del materiale e pressione di confinamento di tipo lineare, mentre negli ammassi rocciosi tale correlazione è chiaramente di tipo non lineare.

D'altra parte i metodi dell'equilibrio limite per il calcolo della portanza richiedono che il materiale, terra o roccia, sia descrivibile attraverso i parametri c e φ .

E' necessaria quindi una correlazione che leghi queste due grandezze a quelle utilizzate normalmente per la descrizione del comportamento meccanico dell'ammasso roccioso.

Hoek e Brown descrivono una procedura che consente l'applicazione delle formule dell'equilibrio limite anche al caso di ammassi rocciosi.

La forma generale del criterio di rottura di Hoek & Brown è la seguente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right]^a ;$$

dove:

$m_b =$	valore della costante m per gli ammassi rocciosi;
$s, a =$	costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso;
$\sigma_c =$	resistenza alla compressione monassiale della roccia intatta;
$\sigma_1 \sigma_3 =$	sforzi principali in tensioni efficaci.

La determinazione dei parametri a , s e m_b viene fatta in funzione della qualità dell'ammasso roccioso, espressa numericamente dall'indice GSI (Geological Strength Index).

Sulla base del valore stimato dell'indice GSI, si distinguono i seguenti casi:

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate di qualità da buona a media per i quali sia $GSI \geq 25$, si ha:

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right);$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right);$$

- per ammassi rocciosi in condizioni indisturbate per i quali sia $GSI < 25$ (ma maggiore di 18, valore minimo previsto dalla classificazione), si ha:

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200};$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right);$$

$$s = 0;$$

- in tutti i casi in condizioni rimaneggiate o disturbate (ammassi rocciosi scavati con esplosivo o alterati e detensionati), si ha:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{14}\right);$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{6}\right) \text{ (solo nel caso } GSI \geq 25, \text{ altrimenti } s=0);$$

La grandezza D indica il grado di disturbo della roccia scavata artificialmente e varia da 0 (roccia non disturbata) a 1 (roccia fortemente disturbata). Può essere stimato indicativamente dalla seguente tabella:

Descrizione	Valori di D
Scavo in galleria con uso controllato di qualità ottima di esplosivi o attraverso T.B.M. (Tunnel Boring Machine) con disturbo minimo dell'ammasso roccioso.	0
Scavo meccanico o manuale in galleria (senza uso di esplosivi) di roccia di qualità mediocre con disturbo minimo dell'ammasso roccioso.	0
Come sopra ma con problemi di riflusso e deformazioni plastiche con sollevamento della base della galleria	0,5
Scavo in galleria con uso scarsamente controllato di esplosivi in roccia compatta con danni che si estendono localmente per 2-3 m.	0,8
Scavi di limitata entità su versanti per la realizzazione di opere di ingegneria con modesto danneggiamento dell'ammasso roccioso.	0,7
Come sopra ma con elevato danneggiamento dell'ammasso roccioso.	1,0
Cave di grande estensione con utilizzo massiccio di esplosivi.	1,0
Come sopra ma con scavo meccanico.	0,7

Per quanto riguarda la stima dei valori di m_i , costante per i diversi litotipi, in assenza di dati sperimentali, si può fare riferimento alla seguente tabella:

ROCCHE	CLASSE	GRUPPO	GRANULOMETRIA			
			Grossa	Media	Fine	Molto fine
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
			← Grovaccia (18) →			
	Non clastiche	Organiche		← Calcarea (chalk) 7 →		
				← Carbone (8-21) →		
		Carbonatiche	Breccia (20)	Calcarea spartico (10)	Calcarea micritico 8	
	Chimiche		Gesso 16	Anidrite 13		
METAMORFICHE	Non scistose		Marmo 9	Hornfels (19)	Quartzite 24	
	Debolmente scistose		Migmatite (30)	Amfibolite 31	Milonite (6)	
	Scistose*		Gneiss 33	Scisti (10)	Fillite (10)	Argilloscisto 9
IGNEE	Acide		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Basiche		Diorite 28		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
		Norite 22				
	Piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufi (15)	

Stima dei valori di c_i e ϕ_i dell'ammasso roccioso.

Poiché il criterio di Hoek e Brown esprime una curva di tipo non lineare, i valori di coesione e angolo di resistenza al taglio variano in funzione dello sforzo normale efficace (σ_n') agente sulla base del concio.

I valori di c_i e ϕ_i si possono ottenere attraverso lo sviluppo di una tecnica numerica per la soluzione in forma implicita. In questo caso i passi di calcolo sono i seguenti:

- con le procedure di Hoek e Brown, si calcolano i valori di σ_1 , facendo variare σ_3 da un valore minimo prossimo a 0 fino ad un valore massimo che può essere posto indicativamente uguale a $0,25\sigma_c$. Il passo di variazione di σ_3 ($\Delta\sigma_3$) è fornito dalla relazione $\Delta\sigma_3 = \sigma_c/2^{10}$. Ad n passi $\Delta\sigma_3$ corrispondono altrettante coppie di valori di σ_1 , σ_3 , con le

formule di Hoek e Brown, e n gruppi di valori $\delta\sigma_1/\delta\sigma_3$, σ_n' , τ , ottenuti attraverso le relazioni di Balmer:

$$\sigma_n = \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} + 1};$$

$$\tau = (\sigma_n - \sigma_3) \sqrt{\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3}};$$

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + \frac{m_b \sigma_c}{2(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{caso GSI} > 25, a=0,5).$$

$$\frac{\delta\sigma_1}{\delta\sigma_3} = 1 + am_b^a \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{a-1} \quad (\text{caso GSI} \leq 25, s=0).$$

Dalle formule di regressione lineare:

$$\varphi_i' = \arctan \left[\frac{\sum \sigma_n \tau - \frac{\sum \sigma_n \sum \tau}{n}}{\sum \sigma_n^2 - \frac{(\sum \sigma_n)^2}{n}} \right],$$

$$c_i' = \left(\frac{\sum \tau}{n} \right) - \left[\left(\frac{\sum \sigma_n}{n} \right) \tan \varphi_i' \right],$$

si ricavano i corrispondenti valori di c_i' e φ_i' dell'intervallo considerato.

- S'individua l'intervallo di valori di σ_n calcolati nel passo precedente ($\Delta\sigma_n$) nel quale ricade il σ_n' medio della base del cono. $\Delta\sigma_n$ a sua volta si collega a due intervalli di variazione della coesione e dell'angolo di resistenza al taglio istantanei ($\Delta c_i'$ e $\Delta\varphi_i'$), da cui si ricavano:

$$c_i = \frac{\sigma_{nbc}}{\Delta\sigma_n} \Delta c_i',$$

$$\varphi_i = \frac{\sigma_{nbc}}{\Delta\sigma_n} \Delta\varphi_i',$$

Risoluzione con i metodi dell'equilibrio limite

Le instabilità di interi versanti o di importanti parti di versanti in roccia, avvengono per superfici circolari o subcircolari solo in presenza delle seguenti caratteristiche geostrutturali e geomeccaniche:

- Pendio costituito da rocce altamente fratturate fino a cataclasate (“waste or crushed rock mass”), con comportamento a grande scala tendenzialmente simile a quello dei terreni e discontinuità non isorientate (“random”) in cui si verificano le condizioni:
 - basso grado di “interlocking” ovvero di intercompenetrazione e reciproco incastro dei volumi rocciosi unitari determinati dalle superfici di discontinuità
 - dimensioni dei volumi rocciosi unitari isolati dalle discontinuità, trascurabili nei confronti delle dimensioni del pendio. Questa situazione si verifica nei confronti dei versanti fortemente estesi in rapporto al reticolo fratturativo presente; si tratta quindi di un fenomeno che risente in maniera piuttosto evidente del decadimento delle caratteristiche di resistenza per il cosiddetto “effetto scala”. Tale fenomeno contraddistingue i cosiddetti “sackung” (“Deep Seated Mass Rock Creep”) che consistono in frane di versante di grosse dimensioni.
- Pendio costituito da rocce con una o più famiglie di superfici di discontinuità geostrutturale-geomeccanica disposte sfavorevolmente alla giacitura del pendio o con direzione prossima alla stessa. Le superfici di discontinuità geostrutturale-geomeccanica possono essere di origine singenetica, tettonica o metamorfica (o post-tettonica o post-metamorfica) e possono essere inclinate in qualsiasi modo rispetto al pendio purché la loro direzione sia prossima allo stesso ($\pm 20^\circ$ da “*Rock Slope Engineering*”) ovvero le superfici siano “cinematicamente ammissibili”. E’ il caso prevalentemente considerato nella presente trattazione.
- Pendio costituito da rocce tenere e/o suoli molto compatti e sovraconsolidati dove il comportamento complessivo a grande scala è quello rispettivamente di un mezzo omogeneo isotropo continuo e dei terreni.
- Pendio costituito da rocce completamente alterate dai fenomeni di “*weathering*” dove il comportamento è quello dei terreni.

Metodi utilizzati nell'analisi

Nell'analisi sono stati utilizzati i metodo di Fellenius, Bishop e Janbu semplificato.

Metodo di Fellenius

Con il metodo di Fellenius si pone la condizione che le forze agenti sulle superfici di separazione dei conci (forze di interstriscia) siano trascurabili.

E' un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.

Posto:

$$N_i = W_{\text{concio}(i)} \cos \alpha_j;$$

con

$W_{\text{concio}(i)}$ = peso del volume di terra compreso nel concio i-esimo;

α_j = inclinazione della base del concio i-esimo;

N_i = componente normale alla base del concio di $W_{\text{concio}(i)}$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro della superficie circolare di scivolamento potenziale del pendio, si può scrivere:

$$\sum R \sin \alpha_j W_{\text{concio}(i)} = \sum R T_j;$$

in cui il prodotto $R \sin \alpha_j$ rappresenta il braccio di $W_{\text{concio}(i)}$.

Si ottiene infine:

$$F_{\text{sic}} = \frac{\sum (C_i L_{\text{concio}(i)} + N_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum \sin \alpha_j W_{\text{concio}(i)}};$$

con

C_i = coesione agente lungo la base del concio i;

$L_{\text{concio}(i)}$ = lunghezza della base del concio i;

φ_i = angolo d'attrito agente lungo la base del concio i;

Introducendo il contributo dovuto alla presenza di falda idrica si ottiene:

$$F_{sic} = \frac{\sum C_i L_{concio(i)} + (N_i - h_{falda(i)} L_{concio(i)}) \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum W_{concio(i)} \operatorname{sen} \alpha_i} ;$$

in cui:

$h_{falda(i)}$ = altezza della falda rispetto alla base del concio i ;

Metodo di risoluzione di Bishop (semplificato).

Con il metodo di Bishop semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

E' anche questo un metodo basato sull'equilibrio dei momenti agenti.

Viene supposto che la superficie potenziale di scivolamento sia circolare.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

con $X_i = (c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \operatorname{tg} \varphi) \times dx / \cos \alpha$

con g_w = peso di volume dell'acqua;

h_w = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \operatorname{tg} \alpha \times \operatorname{tg} \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \sin \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \sum_{i=1-n} T_i \max / \sum_{i=1-n} T_i \text{ mob}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della $T \max$. Di conseguenza non sarà possibile la determinazione diretta di F_s .

La procedura da adottare dovrà essere di tipo iterativo, fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s .

Vi sono pertanto diversi passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di F_s (per es. ottenuto applicando Fellenius) e si calcola un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s'-F_s > 0.001$), si ritorna al passo a), inserendo, al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e' F_s' .

Generalmente il procedimento richiede dalle quattro alle otto iterazioni per convergere.

Il metodo di Bishop richiede che siano, per tutti i conci, rispettate le due seguenti condizioni:

$$s' = (g \times h - g_w \times h_w - c \times \tan \alpha / F_s) / (1 + Y / F_s) > 0$$

con s' = pressione normale agente sulla base del concio;

$$\cos \alpha \times (1 + Y/F_s) > 0.2.$$

In caso contrario il metodo può condurre a valori del coefficiente di sicurezza non realistici.

Metodo di risoluzione di Janbu (semplificato).

Nel metodo di Janbu semplificato si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale.

Questo metodo, a differenza di quello di Bishop, consente di verificare superfici potenziali di scivolamento di forma qualsiasi ed è un metodo basato sull'equilibrio delle forze agenti.

La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura e' data, per ogni concio, da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i/F_s);$$

con $X_i = [c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \tan \varphi] \times [1 + (\tan \varphi)^2] \times dx$

con g_w = peso di volume dell'acqua;

h_w = altezza dell'acqua sulla base del concio;

dx = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

α = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \text{tg } \alpha \times \text{tg } \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:

$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

con $Z_i = g \times h \times dx \times \text{tg } \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1-n} T_i \text{ max}}{\sum_{i=1-n} T_i \text{ mob}}$$

Si noti che il coefficiente di sicurezza F_s , che e' la grandezza da determinare, viene a comparire anche al numeratore attraverso l'espressione della $T \text{ max}$. Di conseguenza non sara' possibile la risoluzione diretta.

La procedura da adottare, anche in questo caso, dovra' essere di tipo iterativo fino all'ottenimento della convergenza su un valore praticamente costante di F_s .

Anche in questo caso vi sono dei passi da seguire:

1. si introduce un valore iniziale di F_s (per es. con Fellenius) e si determina un primo valore del coefficiente di sicurezza;
2. il nuovo valore di F_s (F_s') ottenuto viene confrontato col valore di partenza;
3. se la differenza supera un limite prefissato (es. $F_s' - F_s > 0.001$), si ritorna al passo a), inserendo al posto del valore di partenza di F_s , il nuovo valore calcolato;
4. se la differenza rimane contenuta nel limite indicato, l'elaborazione va interrotta: il coefficiente di sicurezza cercato e' F_s' .

Sovraccarichi esterni

Con S_n indichiamo la componente normale al piano potenziale di taglio della somma delle forze applicate sulla superficie della base del concio da sovraccarichi esterni (S_i). La sua espressione è la seguente:

$$S_n = S_i (\text{sen } \beta \cos \alpha + \cos \beta \sin \alpha);$$

con

a=inclinazione della base del concio.

b=inclinazione dei sovraccarichi rispetto all'orizzontale, crescente in senso antiorario.

Con S_t indichiamo la componente tangenziale al piano potenziale di taglio della somma delle forze applicate sulla superficie del concio da sovraccarichi esterni (S_i). La sua espressione è la seguente:

$$S_t = S_i (\cos \beta \cos \alpha - \sin \beta \sin \alpha);$$

L'effetto di un sovraccarico sul pendio e' quindi duplice: si ha una variazione positiva o negativa (a seconda dell'inclinazione del sovraccarico rispetto alla superficie potenziale di rottura) sia delle forze normali sia di quelle tangenziali, con conseguente modifica dei valori della resistenza al taglio massima e di quella mobilitata.

$$F_s = \frac{\text{Forze}_{stab} + \sum S n_i}{\text{Forze}_{instab} + \sum S t_i}$$

Sollecitazioni sismiche.

L'analisi dell'influenza delle sollecitazioni sismiche sulla stabilità globale di un versante può essere condotta attraverso due approcci differenti:

1. si può introdurre la semplificazione che il sisma agisca come un sistema di forze sul pendio di intensità e verso costante per tutta la durata dell'evento sismico (metodo pseudostatico);
2. si può introdurre nel calcolo un sistema di forze che tenga conto delle variazioni di verso ed intensità della sollecitazione sismica durante l'evento (metodo dinamico).

La seconda procedura (metodo dinamico), pur conducendo a valutazioni più realistiche, richiede la conoscenza o la simulazione di un accelerogramma di riferimento, che fornisca per ogni istante dell'evento sismico l'andamento delle accelerazioni subite dal pendio. Questi dati non sono però di facile acquisizione, fatto che limita in pratica l'utilizzo di questo approccio.

Il programma utilizza il metodo pseudostatico, metodo meno preciso di quello dinamico (fornisce in genere stime a favore della sicurezza della stabilità globale), ma che presenta il vantaggio di essere di facile applicazione. Gli unici dati richiesti in questo caso sono l'accelerazione sismica massima orizzontale

Il valore A_{go} (accelerazione massima orizzontale), si ricava dalla seguente relazione:

$$a_{max} = S * a_g = SS * ST * a_g$$

dove $a_{bedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock che va ricavato direttamente dall'allegato relativo alla pericolosità sismica del decreto.

Questi valori devono essere moltiplicati per un fattore correttivo S_s (amplificazione stratigrafica) e per un fattore S_t (amplificazione topografica).

Per il calcolo del fattore S_s vengono identificate 5 classi, A, B, C, D e E. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito, secondo le NTC2018, è il seguente:

Classe	Descrizione	S_s
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{seq} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	1.00
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} compresi fra 360 m/s e 800 m/s	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_{0a_{bedrock}} \leq 1.20$
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{seq} compresi fra 180 e 360 m/s	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_{0a_{bedrock}} \leq 1.50$
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{seq} < 180$ m/s	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_{0a_{bedrock}} \leq 1.80$
E	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m, giacenti su un substrato di riferimento ($V_{seq} > 800$ m/s).	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_{0a_{bedrock}} \leq 1.60$

F_0 è l'amplificazione spettrale massima, su bedrock orizzontale, e ha un valore minimo di 2.2; si ricava, come $a_{bedrock}$, dalla tabella allegata alle NTC2018.

Il fattore di amplificazione topografica, con il D.M.17/01/2018, S_t si ottiene dal seguente schema:

3) $S_t \geq 1.2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;

4) $S_t \geq 1.4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $>30^\circ$;

5) $S_t \geq 1.2$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $\leq 30^\circ$.

Con il D.M.17/01/2018 S_t si ricava dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione dell'opera	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.	-	1.00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.	Sommità del pendio	1.20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1.20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$.	Cresta del rilievo	1.40

Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro $V_{s,eq}$. Per $V_{s,eq}$ s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità H in cui giace il bedrock, caratterizzato da $V_s > 800$ m/s, calcolata secondo la relazione:

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

dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

Per il parametro A_{gv} (accelerazione massima verticale) una stima può essere fatta applicando la relazione proposta da Tezcan et alii (1971):

$$a_{gv} = f \times a_g$$

con f = fattore di trasformazione variabile da 0.5 a 0.67 (f=0.5 secondo il 17/01/2018).

Una valutazione dell'effetto di un sisma sulla stabilità di un versante può essere fatta, supponendo che, durante l'intervallo di tempo in cui si ha la manifestazione dell'evento sismico, su ogni singolo

concio venga applicata una forza orizzontale, applicata al baricentro del concio e diretta verso l'esterno, di modulo uguale a:

$$F_{sisma} = k_c W_i$$

con k_c = coefficiente sismico orizzontale dato da βA_g ;

W = peso del concio i -esimo.

Per il D.M.17/01/2018, nel caso di pendii naturali, va ricavato dalla seguente tabella:

	Categoria del sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β	β
$0,2 < a_g \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso invece di fronti di scavo e rilevati va posto uguale a 0.38.

Nella verifica occorre tener conto anche dell'azione sismica verticale che va ad incrementare il peso dei singoli conci secondo l'espressione:

$$W_{is} = W_i (1 + k_v)$$

in cui k_v è il coefficiente sismico verticale, da porre uguale alla metà di k_c .

Nella stima del coefficiente di sicurezza la forza sismica calcolata va aggiunta alle forze instabilizzanti.

$$F_s = \frac{Forze_{stab}}{Forze_{instab} + \sum F_{sisma} \cos \alpha_i}$$

Conclusioni

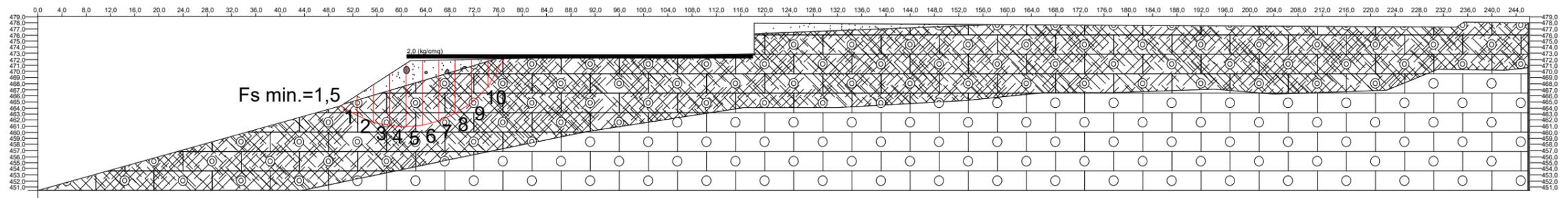
La superficie con il fattore di sicurezza minimo è stata ottenuta in tutti i casi esaminati con il metodo di Jambu semplificato, che è risultato essere il più cautelativo.

La verifica sul profilo di ripristino finale è stata eseguita in prossimità del versante che dal punto di vista morfologico presentava le condizioni più critiche. I risultati hanno mostrato che il pendio in esame sotto l'azione del proprio peso, è caratterizzato da un coefficiente di sicurezza minimo allo scorrimento pari a **1,5**.

Sulla base delle caratteristiche geomeccaniche dei materiali, e sui risultati contenuti nella presente relazione di calcolo, tenuto conto anche dei valori cautelativi inseriti, si ritiene che la verifica di calcolo sia soddisfatta. Infatti i risultati della verifica hanno fornito un coefficiente di sicurezza superiore al limite minimo accettabile per la sicurezza, posto pari a **1,3** (D.M. 81) e **1,1** (NTC 2018).

Si raccomanda di verificare regolarmente le condizioni di tenuta della vasca di raccolta delle acque di prima pioggia e tutti i sistemi di intercettazione delle acque meteoriche di scorrimento, nonché il monitoraggio delle condizioni generali del versante a seguito di fenomeni meteorologici particolarmente intensi.

- LEGENDA:**
-  Riperti costituiti dagli scavi del basamento arenaceo -conglomeratico
 -  Conglomerato alterato
 -  Conglomerato compatto





Dott. Geol. Barbara Chia

Garibaldi 4-Samassi-

Committente: AVIO S.p.A.

Località: Perdasdefogu

Data: Febbraio 2024

Riferimenti:

Parametri geomeccanici dell'ammasso roccioso

Parametri ammasso roccioso (valori caratteristici):

Descrizione litologica:

Riporti costituiti dagli scavi del basamento arenaceo -conglomeratico

Strato n.	1
G.S.I. (Geological Strength Index):	40
Indice Q della classificazione di Barton:	0
Coefficiente di Poisson:	0,3
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	1800
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	1800
Costante mi della roccia:	19
Resistenza compressione monassiale(kg/cm ²):	28
Modulo elastico ammasso roccioso (kg/cm ²):	9319,9
Fattore di disturbo dell'ammasso roccioso:	0,7
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile

Descrizione litologica:

Conglomerato alterato

Strato n.	2
G.S.I. (Geological Strength Index):	40
Indice Q della classificazione di Barton:	0
Coefficiente di Poisson:	0,25
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	2200
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2200
Costante mi della roccia:	21
Resistenza compressione monassiale(kg/cm ²):	28
Modulo elastico ammasso roccioso (kg/cm ²):	9319,9
Fattore di disturbo dell'ammasso roccioso:	0,7
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello permeabile



Dott. Geol. Barbara Chia

Garibaldi 4-Samassi-

Parametri ammasso roccioso (valori caratteristici):

Descrizione litologica:

Conglomerato compatto

Strato n.	3
G.S.I. (Geological Strength Index):	62
Indice Q della classificazione di Barton:	0
Coefficiente di Poisson:	0,25
Peso di volume sopra falda(kg/mc):	2400
Peso di volume sotto falda(kg/mc):	2400
Costante mi della roccia:	21
Resistenza compressione monassiale(kg/cm ²):	420
Modulo elastico ammasso roccioso (kg/cm ²):	128073,5
Fattore di disturbo dell'ammasso roccioso:	0
Caratteristiche idrogeologiche:	Livello impermeabile



Committente: AVIO S.p.A.

Località: Perdasdefogu

Data: Febbraio 2024

Riferimenti:

Analisi di stabilità: riepilogo dei coefficienti di sicurezza

Numero	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer
1	50	464,38	77	472,15	5,023	5,675	4,091			
2	50	464,38	77	472,15	2,403	3,148	2,532			
3	50	464,38	77	472,15	2,296	2,983	2,333			
4	50	464,38	77	472,15	2,232	2,855	2,165			
5	50	464,38	77	472,15	2,191	2,77	2,056			
6	50	464,38	77	472,15	2,14	2,662	1,92			
7	50	464,38	77	472,15	2,102	2,569	1,8			
8	50	464,38	77	472,15	2,055	2,47	1,699			
9	50	464,38	77	472,15	2,016	2,381	1,658			
10	50	464,38	77	472,15	1,986	2,306	1,625			
11	50	464,38	77	472,15	1,963	2,245	1,6			
12	50	464,38	77	472,15	1,936	2,179	1,574			
13	50	464,38	77	472,15	1,901	2,11	1,546			
14	50	464,38	77	472,15	1,904	2,084	1,544			
15	50	464,38	77	472,15	1,917	2,029	1,524			
16	50	464,38	77	472,15	1,915	2,035	1,522			
17	50	464,38	77	472,15	1,896	1,991	1,508			
18	50	464,38	77	472,15	1,892	1,968	1,508			
19	50	464,38	77	472,15	1,883	1,938	1,502			
20	50	464,38	77	472,15	1,884	1,92	1,505			
21	50	464,38	77	472,15	1,874	1,891	1,499			
22	50	464,38	77	472,15	1,881	1,883	1,508			
23	50	464,38	77	472,15	1,874	1,864	1,533			
24	50	464,38	77	472,15	1,879	1,854	1,538			
25	50	464,38	77	472,15	1,878	1,84	1,541			
26	50	464,38	77	472,15	1,881	1,834	1,548			
27	50	464,38	77	472,15	1,885	1,824	1,552			
28	50	464,38	77	472,15	1,887	1,818	1,559			
29	50	464,38	77	472,15	1,895	1,815	1,568			
30	50	464,38	77	472,15	1,901	1,814	1,578			
31	50	464,38	77	472,15	1,907	1,809	1,583			
32	50	464,38	77	472,15	1,908	1,805	1,59			
33	50	464,38	77	472,15	1,952	1,815	1,608			
34	50	464,38	77	472,15	1,948	1,806	1,609			
35	50	464,38	77	472,15	1,959	1,813	1,623			
36	50	464,38	77	472,15	1,975	1,808	1,627			
37	50	464,38	77	472,15	1,985	1,813	1,639			
38	50	464,38	77	472,15	1,992	1,816	1,649			
39	50	464,38	77	472,15	2,01	1,828	1,666			
40	50	464,38	77	472,15	2,014	1,83	1,675			
41	50	464,38	77	472,15	2,015	1,827	1,678			
42	50	464,38	77	472,15	2,021	1,847	1,686			
43	50	464,38	77	472,15	2,039	1,859	1,703			
44	50	464,38	77	472,15	2,044	1,862	1,73			
45	50	464,38	77	472,15	2,05	1,865	1,739			
46	50	464,38	77	472,15	2,061	1,874	1,751			
47	50	464,38	77	472,15	2,077	1,885	1,766			
48	50	464,38	77	472,15	2,089	1,894	1,78			
49	50	464,38	77	472,15	2,094	1,896	1,785			
50	50	464,38	77	472,15	2,099	1,901	1,794			



Dott. Geol. Barbara Chia

Garibaldi 4-Samassi-

Numero	X valle m	Y valle m	X monte m	Y monte m	Fellenius	Bishop	Janbu	G.L.E.	Sarma	Spencer
--------	--------------	--------------	--------------	--------------	-----------	--------	-------	--------	-------	---------

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,05

Coefficiente beta.....: 0,38

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,025

Normativa di riferimento: D.M.2018



Dott. Geol. Barbara Chia

Garibaldi 4-Samassi-

Committente: AVIO S.p.A.

Località: Perdasdefogu

Data: Febbraio 2024

Riferimenti:

Analisi di stabilità: riepilogo delle superficie con coefficiente di sicurezza minimo

Superf.	Fs minimo	Metodo di calcolo	Concio	X base m	Y base m	Lunghezza m	Inclinazione °	Volume mc	Peso kg	Altezza falda m	Carichi N	Carichi T	Phi (°)	C(kg/cmq)	Parametri	Fs parziale
21	1,499	Janbu semplificato		50	464,384											
			1	52,7	462,762	3,15	-31	4,541	9072	0	0	0	44,3	0,0802	ammasso	4,59
			2	55,4	461,712	2,9	-21,3	12,859	26028	0	0	0	35,1	0,1791	ammasso	3,303
			3	58,1	461,131	2,76	-12,1	19,781	40500,02	0	0	0	31,1	0,2561	ammasso	4,32
			4	60,8	460,974	2,7	-3,3	25,498	51894,03	0	0	0	28,9	0,3117	ammasso	15,223
			5	63,5	461,229	2,71	5,4	28,401	58103,98	0	49778,24	4704,74	28	0,3381	ammasso	6,006
			6	66,2	461,915	2,79	14,3	27,882	58049,97	0	52336,43	13300,37	28,2	0,3313	ammasso	2,263
			7	68,9	463,089	2,94	23,5	25,522	53459,92	0	49523,72	21526,6	29,4	0,2993	ammasso	1,379
			8	71,6	464,873	3,24	33,5	21,679	45413,96	0	45053,52	29768,67	31,5	0	ammasso	0,869
			9	74,3	467,555	3,81	44,8	15,8	33101,96	0	38310,49	38056,53	35,4	0	ammasso	0,666
			10	77	472,15	5,33	59,6	6,127	12851,99	0	27359,31	46556	45,7	0	ammasso	0,433

LEGENDA

Carichi N= Carichi normali (kg)

Carichi T= Carichi tangenziali (kg)

Phi= Angolo di resistenza al taglio (°)

C= Coesione (kg/cmq)

N.B.: dove il fattore di sicurezza parziale è <1 viene usata la resistenza al taglio residua.

Accelerazione sismica orizzontale (g):..... 0,05

Accelerazione sismica verticale (g):..... 0,025

Coefficiente beta.....: 0,38

Normativa di riferimento: D.M. 2018