



TENNACOLA SpA
SERVIZIO IDRICO INTEGRATO

RETE DEPURATIVA DEL MEDIO BACINO DELL'ETE MORTO

II Stralcio II Lotto

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOMORFOLOGICA E GEOTECNICA

II STRALCIO II LOTTO E II STRALCIO III LOTTO

Progettista: Ing. Sergio Paolucci

COLLABORATORI:
Geom. Maria Rita Maccari
I gqo 00 cwqg'Ej kstej kÁ
Geom. Edoardo Pettinari

ELABORATO: 01.4

revisione

data

NOVEMBRE 2021

INDICE

| | |
|--|----------------|
| <i>1 - GENERALITA'</i> | <i>pag. 2</i> |
| <i>2 - LINEAMENTI GEOLOGICI</i> | <i>pag. 4</i> |
| <i>3 - LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI</i> | <i>pag 5</i> |
| <i>3a Forme e processi gravitativi</i> | <i>pag 6</i> |
| <i>3b Azioni delle acque superficiali</i> | <i>pag 9</i> |
| <i>3c Forme strutturali</i> | <i>pag 10</i> |
| <i>4 - CARATTERI LITOLOGICI E GEOTECNICI</i> | <i>pag. 10</i> |
| <i>Tratto comune di Montappone</i> | <i>pag 10</i> |
| <i>Tratto fosso Pisciaroni</i> | <i>pag 11</i> |
| <i>Tratto Monte San Giusto -località Scalelle</i> | <i>pag 12</i> |
| <i>4a Parametrizzazione delle unità litotecniche</i> | <i>pag 13</i> |
| | |
| <i>5 - CIRCOLAZIONE ACQUE SUPERFICIALI E SOTTERRANEE</i> | <i>pag 15</i> |
| <i>5a Idrologia superficiale</i> | <i>pag 15</i> |
| <i>5b Idrologia profonda</i> | <i>pag 16</i> |
| <i>5c Permeabilità</i> | <i>pag 18</i> |
| | |
| <i>6 - INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE</i> | <i>pag. 18</i> |
| <i>-Traversamento Fosso Pisciaroni</i> | <i>pag 25</i> |
| <i>-Traversamento Case Cesetti</i> | <i>pag 37</i> |
| <i>-Traversamento Francavilla</i> | <i>pag 47</i> |
| <i>-Traversamento Case Moschini (lotto II)</i> | <i>pag 57</i> |
| | |
| <i>7 - CONCLUSIONI</i> | <i>pag 70</i> |

La presente relazione è formata da n° 71 pagine e dai seguenti allegati :

RETE DEPURATIVA DEL MEDIO BACINO DELL'ETE MORTO

II° STRALCIO

INDAGINE GEOLOGICA, GEOMORFOLOGICA E GEOTECNICA

COMMITTENTE: Soc. TENNACOLA S.p.a.

1 - GENERALITA'

La Spett. Soc. Tennacola S.p.a., nell'ambito del progetto per la realizzazione del sistema di raccolta e trattamento reflui del medio bacino dell'Ete Morto, ci ha commissionato l'incarico di eseguire una indagine geomorfologia e geologico-geotecnica finalizzata alla costruzione di una vasta rete del collettore fognario e dell'impianto di depurazione biologico. Il presente studio riguarda il II° stralcio funzionale.

Lo studio è finalizzato all'acquisizione delle informazioni necessarie per la caratterizzazione geotecnica, geologica e modellazione sismica dell'area, alla verifica della futura interazione tra le strutture in progetto e i terreni interessati, il tutto come base per la progettazione e la realizzazione degli interventi programmati.

Nella presente relazione sono contenuti ed esposti i dati e le osservazioni raccolte durante le indagini svolte nell'area in oggetto. Lo studio si è articolato nelle seguenti fasi di lavoro:

- una prima fase conoscitiva caratterizzata dalla raccolta dei dati bibliografici esistenti e disponibili, provenienti sia da studi geologici-geomorfologici a più ampia scala (PAI, PRG, ecc.), che da campagne geognostiche pregresse effettuate in occasione di studi effettuati nell'area in esame;
- osservazione e definizione delle principali caratteristiche geologiche, geomorfologiche ed

idrogeologiche mediante opportuni sopralluoghi e rilievi di superficie estesi per un “intorno significativo”, finalizzati alla scelta e programmazione delle successive indagini dirette. In particolare l'analisi geomorfologica di dettaglio, espletata attraverso l'osservazione delle forme e gli eventuali depositi ad esse connessi, ha permesso di ricostruire il quadro morfogenetico dell'area in esame e di formulare delle ragionevoli previsioni sulle tendenze evolutive future in relazione sia alle caratteristiche lito-stratigrafiche, che alla dinamica geomorfologica;

- Modellazione geotecnica di massima del sito attraverso l'esecuzione di complessive n°6 prove penetrometriche statiche con strumento statico tipo "Pagani" munito di punta Begemann con attrezzatura di spinta da 100 kN, realizzate in corrispondenza delle aree in cui sono previste le opere di attraversamento, nonché in zone considerate instabili e/o con fenomeni gravitativi ritenuti quiescenti.
- elaborazione e sintesi dei risultati ottenuti dall'indagine effettuata.

Dai risultati di campagna sono stati estrapolati gli spessori dei vari litotipi, la loro geometria e le loro caratteristiche fisico-meccaniche in termini di parametri medi. Nella presente relazione vengono, inoltre, esposti i criteri di fattibilità relativi alla posa in opera del collettore fognario, alle opere d'arte ad esse connesso.

Metodologia di analisi

La metodologia adottata può essere così schematizzata:

-studio dati esistenti;

-rilevamento geologico-geomorfologico di campagna;

-esecuzione n°6 prove penetrometriche statiche

-valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti;

-stesura della presente relazione generale esplicativa;

- **D.M. 11/03/88** e successive modifiche ed integrazioni “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei terreni naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno in terra e delle opere di fondazione”

- **D.M. 16/01/96** “Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche”

-**Ordinanza 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"

-D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni), e circolari esplicative successive;

2 - LINEAMENTI GEOLOGICI

Le aree oggetto di studio rientrano nel settore sud-orientale del Bacino Marchigiano Esterno, colmato dai sedimenti terrigeni del ciclo marino Plio-Pleistocenico. In generale la sequenza Plio-pleistocenica inizia con depositi trasgressivi sabbioso- conglomeratici di facies litoranea cui fa seguito una potente successione argillosa spessa circa 2.000 m nella quale sono intercalati corpi clastici a granulometria grossolana e fine. Nella porzione del territorio dove ricadono le aree in oggetto, compreso tra i comuni di Mogliano, Monte San Giusto, Francavilla d'Ete e Monte S. Pietrangeli, affiorano i termini medio-sommitali di detta successione.

Sono state distinte le seguenti associazioni litologiche:

a) Associazione pelitica

Costituita da argille siltose grigie, spesso laminate, intercalate da sottilissimi livelli siltoso-sabbiosi. Lo spessore è pari a diverse decine di ml.

b) Associazione pelitico- arenacea

Costituita in prevalenza da argille siltose grigie, spesso laminate, intercalate da livelli sabbiosi giallastri aventi uno spessore pari a 6-8 cm. Lo spessore complessivo è pari a qualche decina di ml.

c) Associazione sabbioso-arenacea

Composta da sabbie giallognole ben stratificate a cementazione variabile con sottili intercalazioni di argille siltose. Lo spessore complessivo è pari a qualche decina di ml.

In particolare nell'area in esame le associazioni del substrato sopra descritte affiorano e/o comunque si rinvengono al di sotto di un limitato spessore di terreni della coltre ($h < 2.0$ mt.), principalmente in corrispondenza delle superfici sommitali delle dorsali collinari presenti, dove sorgono gli abitati di M.S.Pietrangeli, Francavilla d'Ete e Monte San Giusto ad Est (associazione-pelitica e pelitico-arenacea), Massa Fermana e Montappone (associazione sabbioso-arenacea) ad Ovest, nonché nella porzione superiore dei versanti che bordano le

stesse.

In gran parte delle zone prese in esame i litotipi appartenenti alla formazione marina risultano mascherati generalmente da una coltre detritico-colluviale costituita da sedimenti limoso-sabbiosi e sabbioso-limosi derivante da processi di alterazione che hanno interessato il substrato marino sottostante.

Lungo le valli dei corsi d'acqua principali la coltre è invece costituita da depositi alluvionali in prevalenza sabbiosi e limoso-sabbiosi.

La fascia di territorio interessata dal collettore fognario principale, suddiviso in lotti distinti, ricade lungo i versanti posti sia a destra che alla sinistra idrografica del Fiume Ete Morto, sino all'impianto di depurazione biologico esistente ubicato ad una quota topografica media di 54 m.s.l.m. nel territorio comunale di Monte San Pietrangeli. La rete fognaria in progetto risulta composta, unitamente al collettore fognario principale, da tre rami fognari secondari .

3 - LINEAMENTI GEOMORFOLOGI

In generale, le aree di versante interessate dalle opere in progetto presentano una discreta pendenza legata alla litologia dei litotipi affioranti. Difatti la presenza di orizzonti sabbioso-arenacei ad Ovest e pelitico-arenacei intercalati al vasto complesso pelitico ad Est danno luogo a scarpate abbastanza acclivi rispetto alle aree dove la presenza dei termini più argillosi conferisce al versante una minore energia del rilievo. Sotto l'aspetto della stabilità dei versanti le aree interessate dalle opere in progetto non presentano problematiche insormontabili. Lo studio geomorfologico preliminare ha, in qualche modo, guidato e

indirizzato il tracciato verso le aree meno pericolose.

Il territorio oggetto di studio è caratterizzato da una serie di dorsali collinari allungate dalle lunghezze diverse e secondo direzioni differenti da NE-SW a W-E sulla sommità delle quali sorgono gli abitati di M.S.Pietrangeli, Francavilla d'Ete, Mogliano.

Tutte le dorsali, in sommità, si presentano con superfici sub-pianeggianti debolmente immergenti verso valle (Sud-Est); esse risultano talora molto incise dagli elementi idrografici secondari quali, tra i più importanti, il Fosso della Rota, il Fosso Pisciaroni e Fosso dell'Inferno.

Il rilevamento geomorfologico di dettaglio dell'area e di un intorno significativo, l'esame delle foto aeree e la raccolta dei dati esistenti hanno permesso di individuare e quindi cartografare (*vedi Inquadramento Geomorfologico –El.1*) diverse forme e processi morfologici dovuti a:

- azione della forza di gravità;
- azione delle acque correnti superficiali;
- forme miste

3a Forme e processi ascrivibili all'azione della gravità

Lungo diversi versanti che degradano dalla sommità delle dorsali verso il fondovalle si rinvengono delle aree piuttosto circoscritte contraddistinte da forme morfologiche caratteristiche come ondulazioni a medio-ampio raggio, avvallamenti e/o “increspature” riconducibili a fenomeni gravitativi. La natura prevalentemente pelitica della coltre detritico-colluviale, i processi di denudazione che negli ultimi anni hanno interessato gran parte dei rilievi collinari marchigiani, talora l'apprezzabile acclività dei pendii in esame e condizioni idrogeologiche particolari possono essere considerati verosimilmente i fattori predisponenti che innescano i fenomeni gravitativi suddetti. Tali processi, che interessano spessori di terreno differenti, sembrano coinvolgere prevalentemente la coltre detritica-eluviale e/o localmente l'orizzonte “fratturato e talora saturo” (formazione alterata) ubicato a contatto con substrato argilloso plio-pleistocenico marino.

I fenomeni in questione, proprio per la loro natura e tipologia di terreni coinvolti (argille), possono essere ricondotti talora ad una lenta e generale “plasticizzazione” dei sedimenti più superficiali in relazione alla variabilità litologica dei sedimenti interessati. Infatti, la frazione sabbiosa che caratterizza la coltre argillosa detritico-colluviale è costituita spesso da una serie di fitte intercalazioni all’interno di sedimenti quasi esclusivamente argillosi, che determina localmente un comportamento anisotropo sia geomeccanico che idrogeologico.

L’evoluzione cinematica di tali fenomeni risulta alquanto lenta, condizionata dal regime pluviometrico e quindi dalle variazioni delle caratteristiche idrauliche al contorno.

Nel dettaglio tali tipologie di dissesti risultano al momento attuale: attivi o quiescenti, ossia la loro attività risulta legata a condizioni soprattutto idrogeologiche e quindi meteorologiche, oltre che antropiche, come diffusi sono anche movimenti più superficiali dovuti al “*soliflusso*”.

In particolare la rete depurativa in progetto non sembra intercettare aree interessate da estesi movimenti gravitativi attivi, ad eccezione del dissesto ricadente nel territorio comunale di Montappone, viceversa diverse risultano le aree in cui sono stati individuati fenomeni gravitativi che possono essere ritenuti quiescenti ovvero delle forme che, pur non mostrando attività al momento del rilevamento, possono essere riattivate dai processi che li hanno generate, forme queste che vengono in gran parte individuate e cartografate in occasione di precedenti studi a più grande scala, quali *P.R.G.* e il *Piano d'Assetto Idrogeologico (PAI) pubblicato dalla Regione Marche*, che assegna alle stesse un grado di pericolosità moderato (P1) e solo occasionalmente medio (P2). Le forme suddette, che risultano essere di estensione areale differenti, hanno determinato lungo i pendii interessati diverse rotture di pendenze ed avvallamenti, unitamente talora a locali dissesti di alcune strutture viarie presenti. Alla luce dell'estensione e dei raggi di curvatura degli “avvallamenti”, i movimenti gravitativi in questione sembrano coinvolgere verosimilmente degli spessori piuttosto consistenti di terreno ascrivibile alla coltre detritica e/o alla porzione superiore più alterata della formazione marina argillosa. Considerando infine la tipologia e la cinematica dei processi, nonché i dati provenienti da studi su dissesti simili, i fenomeni suddetti risultano caratterizzati da velocità limitate di deformazione, per cui gli stessi possono essere classificati, con riferimento alla situazione italiana (Cruden e Varnes, 1994), come fenomeni “molto lenti”.

Tra le forme più evidenti risulta essere il movimento gravitativo censito anche dal PAI con

codice identificativo F-19-0585 ubicato in località Montappone lungo il versante orientale che si estende immediatamente a valle dell'abitato, il quale, a seguito degli interventi di consolidamento (drenaggi profondi verticali, ed orizzontali, ecc) effettuati in epoche diverse dagli anni 80 fino al 2003-2005, non sembra più evidenziare spostamenti significativi, così come riportato nella relazione contenente i risultati del piano di monitoraggio in atto a cura della "Goequipe". Tale studio ha permesso una ripermetrazione e riclassificazione di una porzione dell'area di frana assegnando ad una parte del dissesto uno stato di attività quiescente, un livello di pericolosità P2 con grado di rischio R2 (medio) nel *Piano d'Assetto Idrogeologico (PAI) pubblicato dalla Regione Marche*, e quindi di passare da R4_P3 (prima dell'intervento) a R2_P2 (dopo intervento). **Nonostante l'esecuzione di tali interventi, a nostro avviso l'area presenta, soprattutto nella porzione mediana del versante, segni e indizi di spostamenti in atto, probabilmente nelle porzioni più superficiali della coltre detritico-colluviale.**

Un secondo dissesto, di estensione areale minore a quello sopra descritto, che può essere ritenuto sempre con uno stato di attività quiescente è stato rilevato in località San Lorenzo nel territorio comune di Massa Fermana, mentre fenomeni di maggiore estensione, sempre quiescenti, sono stati rilevati nel tratto terminale del versante di destra idrografica del Fiume Ete Morto, nel territorio comunale di Monte San Pietrangeli nei pressi dell'opera di attraversamento prevista dal progetto. Infine, nella porzione di territorio più orientale è stato rilevato un dissesto più circoscritto che sembra interessare un tratto di versante che si estende al di sotto della S.P.80 nel territorio comunale di Monte San Giusto.

Tutte le forme suddette, caratterizzate da dimensioni medio-piccole, sono verosimilmente da imputare a dei processi riconducibili, vista la natura essenzialmente pelitica dei sedimenti che compongono la coltre, a dei movimenti lenti plastici, che hanno interessato, considerando le dimensioni delle forme, i sedimenti più superficiali della coltre continentale.

Le cause principali dei suddetti processi sono da ricondurre, come detto, alla natura prevalentemente pelitica della coltre detritico-colluviale, ai processi di denudazione che negli ultimi anni hanno interessato gran parte dei rilievi collinari dell'entroterra marchigiano.

Piuttosto diffusi nell'area sono anche movimenti tipo "*soliflusso*" che possono essere ascrivibili a dei processi di plasticizzazione estremamente lenti che interessano la porzione più superficiale del sottosuolo. Tra i più evidenti ed estesi risultano quelli ubicati lungo la porzione medio-superiore del versante destro del Fosso Pisciaroli, nonché in corrispondenza del versante destro di un piccolo affluente del Fiume Ete Morto posto nel territorio comunale di Monte San Giusto.

3b Azioni delle acque superficiali

Nell'area oggetto di studio l'elemento idrografico principale risulta essere il Fiume Ete Morto, mentre la rete idrografica superficiale minore è composta principalmente dai fossi di limitata lunghezza tra i quali si segnalano, procedendo da Est verso Ovest, il fosso dell'Inferno, Il fosso la Fusa, Il fosso Pisciaroli ed il Fosso della Rota, tutti caratterizzati talora da portate saltuarie ed effimere.

Nell'area in esame sono stati riscontrati i seguenti processi e forme:

-ruscellamento diffuso

-erosione laterale di sponda

-orlo di scarpate di erosione fluviale o torrentizia

Il ruscellamento diffuso si manifesta nei tratti di versante più acclivi privi di vegetazione. Esso si esplica con particolare efficacia in estate in occasione di brevi ma intense precipitazioni. Durante tali eventi si verificano dei processi di dilavamento, ossia uno scorrimento diffuso delle acque in superficie, che provocano erosione e presa in carico di materiali dal versante.

Nel corso del rilevamento di campagna, sempre lungo i tratti di versante più acclivi, dove attualmente risulta presente una vegetazione esclusivamente erbacea, si notano dei "solchi" e dei "rivi" di modeste estensioni, che talora si uniscono dando vita a veri e propri solchi d'erosione (gully erosion).

Localizzati processi di erosione concentrata in alveo si rinvergono lungo sia l'asta principale, che in corrispondenza dei fossi secondari. In particolare, lungo gli assi di drenaggio degli elementi idrografici suddetti, si riscontrano intensi processi erosivi che hanno determinato un sostanziale e a luoghi apprezzabile approfondimento degli alvei. L'attività tettonica, l'acclività dell'area, l'attuale uso del suolo, unitamente alla erodibilità e alla bassa permeabilità dei sedimenti presenti, possono essere verosimilmente considerati i fattori predisponenti che innescano i processi erosivi medesimi, particolarmente attivi in occasione di eventi meteorici copiosi.

Lungo sempre tali elementi idrografici si possono riscontrare zone caratterizzate da erosione laterale di sponda, processi questi strettamente connessi ai fenomeni prima descritti, che interessano le pareti delle scarpate che bordano gli alvei. L'approfondimento continuo infatti, talora piuttosto veloce degli alvei, di fatto ha generato delle scarpate piuttosto acclivi talora di altezze apprezzabili. In particolare i processi più evidenti individuati e cartografati risultano ubicati lungo l'intera asta fluviale del fosso Rio, nonché in corrispondenza dell'asta

principale.

Talora, lungo le pareti delle scarpate più acclivi, si riscontrano piccoli fenomeni di crollo e/o ribaltamento che determinano un progressivo arretramento del ciglio delle scarpate stesse. Evidenti risultano i processi erosivi riscontrati in corrispondenze delle scarpate che bordano i diversi meandri ubicati lungo l'asta fluviale principale.

3c Forme strutturali

Piuttosto localizzate e sporadiche infine risultano nell'area le scarpate strutturali, ovvero forme in cui risulta prevalere il fattore litologico-giaciturale (affioramento di litotipo meno erodibili) che ne condiziona e guida i processi erosivi (erosione selettiva). In particolare tali forme si rinvencono in località Villa Sant'Antonio e Case Rossetti sempre nel territorio comunale di Mogliano.

4 – CARATTERI LITOLOGICI E GEOTECNICI

Le indagini effettuate hanno messo in evidenza, nelle aree ritenute più significative ubicate nei diversi tratti del tracciato, le seguenti serie litostratigrafiche a partire dall'attuale piano di campagna:

Tratto Montappone– Massa Fermana

Nel tratto in esame, per l'individuazione e la caratterizzazione dei sedimenti presenti ci si è avvalsi dei dati scaturiti dalla realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica (Cpt2), nonché dalle informazioni emerse da studi pregressi effettuati, tra i quali particolarmente utile è risultata l'indagine geologica effettuata dalla Geoequipe per lo studio del movimento gravitativo ubicato nel territorio comunale di Montappone.

La locale successione dei terreni presenti nell'area può essere così schematizzata:

a) Terreno vegetale

dal piano campagna alla profondità di 1.0 ml

Orizzonte di colore brunastro composto da sedimenti fini ascrivibili prevalentemente ai limi, subordinatamente alle argille inglobante frequenti tracce organiche e concrezioni carbonatiche biancastre.

b) Coltre detritico-colluviale

dalla profondità di 1,00 ml alla profondità di 7.2 ml circa

Limi argillosi dalla colorazione nocciola con venature grigiastre, inglobanti sacche sabbiose, unitamente a piccole concrezioni calcitiche di origine evaporitica e frustoli vegetali. Deposito mediamente consistente alla base del quale è stato rinvenuto un orizzonte di limitato spessore fortemente compressibile (probabile antica superficie di scivolamento). Nel complesso presenta discrete qualità geomeccaniche con localizzati orizzonti fortemente scadenti.

c) Formazione del sub-strato (depositi marini)

dalla profondità variabile da 3.0 a 6-7 ml circa

Sabbia giallognola mediamente addensata stratificata a sottili livelli argilloso-siltosi. Litotipo decompresso e variamente fessurato nella porzione più sommitale con un grado di alterazione che tende a diminuire in maniera graduale all'aumentare della profondità. Medio il grado di sovraconsolidazione del materiale e pertanto buone le qualità geomeccaniche del litotipo, nel quale la componente argillosa tende ad aumentare al crescere della profondità.

Tratto fosso Pisciaroni

Nel tratto in esame, per l'individuazione e la caratterizzazione dei sedimenti presenti ci si è avvalsi dei dati scaturiti dalla realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica (Cpt3), nonché dalle informazioni emerse da studi pregressi effettuati, tra i quali particolarmente utile sono risultate le informazioni messe a disposizione dal Geol. Acquaticci.

La locale successione dei terreni presenti nell'area può essere così schematizzata:

a) Terreno vegetale

dal piano campagna alla profondità di 0.8-1.0 ml

Orizzonte di colore brunastro composto da sedimenti fini ascrivibili prevalentemente ai limi, subordinatamente alle argille inglobante frequenti tracce organiche e concrezioni carbonatiche biancastre.

b) Coltre colluviale

dalla profondità di 1.00 ml alla profondità di 5.5 ml.

Limi argilloso-sabbiosi dalla colorazione avana-nocciola inglobanti sacche sabbiose unitamente a piccole concrezioni calcitiche di origine evaporitica e frustoli vegetali. Deposito essiccato nella porzione più superficiale, mediamente consistente e poco plastico, dalle discrete qualità geomeccaniche, rinvenuto sino alla profondità di 5.5 mt. dal piano campagna.

c) Coltre detritica

dalla profondità di 5.5 ml

Limi sabbiosi dalla colorazione giallognolo-avana, inglobante un discreto quantitativo di concrezioni carbonatiche. Deposito poco plastico e mediamente compressibile dalle discrete qualità geomeccaniche.

d) Formazione del sub-strato (depositi marini)

dalla profondità variabile da 10-12 ml circa

Deposito composto da argille grigio-nocciola limoso-marnose intercalate da sottili livelli sabbiosi. Tale litotipo non è stato raggiunto nel corso della prova penetrometrica. Litotipo decompresso e variamente fessurato nella porzione più sommitale con un grado di alterazione che tende a diminuire in maniera graduale all'aumentare della profondità. Elevato il grado di sovraconsolidazione del materiale e pertanto buone le qualità geomeccaniche del litotipo nel quale la componente argillosa risulta prevalente rispetto a quella sabbiosa (rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia > 10/1).

Tratto Monte San Giusto -località Scalelle

Nel tratto in esame, per l'individuazione e la caratterizzazione dei sedimenti presenti ci si è avvalsi dei dati scaturiti dalla realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica (Cpt6), nonché dalle informazioni emerse da studi pregressi effettuati.

La locale successione dei terreni presenti nell'area può essere così schematizzata:

a) Terreno vegetale

dal piano campagna alla profondità di 1.0 ml

Orizzonte di colore brunastro composto da sedimenti fini ascrivibili prevalentemente ai limi, subordinatamente alle argille inglobante frequenti tracce organiche e concrezioni carbonatiche biancastre.

b) Coltre detritico-colluviale

dalla profondità di 1,00 ml alla profondità di 7.6 ml

Limi argillosi dalla colorazione nocciola, inglobanti sacche sabbiose, unitamente a piccole concrezioni calcitiche di origine evaporitica e frustoli vegetali. Deposito da mediamente a poco consistente, poco plastico, dalle discrete caratteristiche geotecniche,

c) Formazione del sub-strato (depositi marini)

dalla profondità di 7.6 ml circa

Argille grigio-nocciola limoso-marnose intercalate da sottili livelli sabbiosi. Litotipo decompresso e variamente fessurato nella porzione più sommitale, grado di alterazione che tende a diminuire in maniera graduale, all'aumentare della profondità. Elevato il grado di sovraconsolidazione del materiale e pertanto buone le qualità geomeccaniche del litotipo, nel quale il rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia può essere stimato pari a 2/1 nella porzione superiore, mentre lo stesso decresce progressivamente all'aumentare della profondità.

4a -PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITA' LITO-TECNICHE

I parametri geomeccanici dei terreni riscontrati mediante le prove penetrometriche statiche (CPT) sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Appollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori.

Ulteriori informazioni di carattere geotecnico sono emerse dai risultati (*reperiti*) di prove di laboratorio su campioni di terreno indisturbati prelevati nelle vicinanze delle aree in oggetto.

I parametri geomeccanici medi dei terreni presenti, quindi, possono essere così riassunti:

| Parametri | Unità di Misura | Coltre detritico-colluviale | Formazione marina |
|-----------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|
| | | Limo sabbioso argilloso | Argilla strat. a Sabbia |
| γ' | (g/cm ³) | 1.90 | 2.00 |
| $\gamma'k$ | (g/cm ³) | 1.90 | 2.00 |
| Cu | (kg/cm ²) | 1.1-1.7 | 2.4-3.6 |
| C _{uk} | (kg/cm ²) | 1.3 | 2.8 |
| C' | (kg/cm ²) | 0.0-0.1 | 0.3-0.5 |
| C' _k | (kg/cm ²) | 0.04 | 0.3 |
| ϕ' | (gradi) | 19-21° | 22-26° |
| $\phi'k$ | (gradi) | 19° | 23° |
| Ed | (Kg/cm ²) | 119-208 | 197-230 |
| Es | (Kg/cm ²) | - | - |
| n | | 0.35 | 0.45 |

- γ = peso di volume del terreno;
 Cu = coesione non drenata;
 C' = coesione drenata;
 ϕ' = angolo di attrito drenato;
 Ed = modulo edometrico;
 Es = modulo di elasticità;
 $\gamma'k, C_{uk}, C'_k, \phi'k$ = parametri caratteristici* del terreno (DM08).
 n = coefficiente di Poisson;

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

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

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

| | |
|--------------------------|-----|
| Angolo di attrito F | 10% |
| Coesione | 40% |
| Modulo di comprimibilità | 40% |

Non sono stati forniti i parametri geotecnici dei livelli concrezionati intercalati all'interno della coltre detritico-colluviale, in quanto difficilmente determinabili sia per la variabilità laterale, sia per il diverso comportamento reologico di questi materiali in base al loro

contenuto naturale d'acqua. Invece, nonostante sono stati riportati i parametri riferiti ai livelli sabbiosi presenti all'interno della formazione marina, si ritiene che il contributo offerto dalla frazione sabbiosa, nella maggioranza dei casi, può praticamente essere considerato geotecnicamente trascurabile (rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia $>10/1$) nel comportamento reologico complessivo del materiale.

5 – CIRCOLAZIONE ACQUE SUPERFICIALI E SOTTERRANEE

5a Idrologia superficiale

L'evoluzione del sistema idrografico superficiale del tratto di bacino del Fosso Ete Morto in cui ricade l'area, similmente con quanto avvenuto nei maggiori bacini dei fiumi marchigiani, è stato fortemente condizionato dall'azione combinata dei fenomeni neotettonici avvenuti a partire dal Pliocene medio-inferiore e l'erosione lineare delle acque correnti superficiali, che hanno favorito il rapido approfondimento dell'intero sistema idrografico.

Nell'area come detto l'elemento principale di drenaggio delle acque superficiali è rappresentato dall'alveo del *Fiume Ete Morto*, che in questo tratto risulta caratterizzato da un tracciato marcatamente meandriforme. Il bacino idrografico del Fiume Ete Morto, che si estende dal territorio comunale di Sant'Angelo in Pontano, ad Ovest, sino a quello di Porto Sant'Elpidio ad Est, presenta una rete idrografica composta da una serie di sub-bacini minori che uniti compongono il bacino principale. Secondo il metodo di gerarchizzazione del reticolo idrografico di Strahler, il corso d'acqua principale presenta, in questo tratto, un numero di ordine gerarchico pari a 4. La valle alluvionale del fiume medesimo risulta caratterizzata da un'ampiezza piuttosto limitata, e da un fondovalle di larghezza progressivamente crescente da monte verso valle, mentre l'alveo è ubicato spesso a ridosso dei fianchi della valle alluvionale.

Il reticolo idrografico superficiale minore del bacino del *Fiume Ete Morto*, in questo tratto, risulta mediamente sviluppato in quanto composto da un sistema di fossi e/o torrenti di estensioni differenti, nonché di piccoli rivoli di limitata lunghezza. In particolare nell'area oggetto di studio l'elemento idrografico secondario più importante è rappresentato dal *Fosso Tarucchio* il quale drena le proprie acque all'interno dell'asta fluviale principale nel tratto più ad Ovest dell'area oggetto di intervento, all'altezza della zona industriale di Mogliano. Il fosso medesimo, come d'altronde gli altri corsi d'acqua minori presenti, risulta caratterizzato da un

discreto gradiente di pendio (rapporto tra dislivello e lunghezza) e da processi di approfondimento in alveo piuttosto marcati ed intensi. Procedendo verso Est, lungo la sponda sinistra del Fiume Ete Morto confluisce il *fosso Pisciaroli* impostato di un impluvio di limitata estensione, mentre nel tratto medio-terminale dell'area di intervento drenano le proprie acque all'interno dell'asta principale il Fosso La Fusa, in destra idrografica, e il Fosso dell'Inferno in sinistra idrografica, unitamente ad una serie di rivoli e/o fossi di limitata lunghezza e quindi di scarsa importanza.

Ad eccezione del Fiume Ete Morto e dei principali fossi secondari presenti (fossi: Tarucchio, Piasciaroni), che risultano caratterizzati da dei deflussi classificabili come perenni, i restanti corsi d'acqua e/o rivoli hanno dei deflussi temporanei e/o effimeri, con degli alvei di limitata lunghezza che risultano talora completamente oblitterati da una folta vegetazione arbustiva, talora arborea, e/o da sedimenti. Nel complesso l'area in esame risulta contraddistinta complessivamente da una densità di drenaggio (drainage density) medio-elevata, da mettere in relazione verosimilmente alla natura dei litotipi (erodibilità, permeabilità, ess.), nonché all'attività neotettonica che ha interessato la stessa.

Infatti, da testimonianze orali raccolte durante i sopralluoghi in campagna infatti, è emerso che il regime delle portate delle aste fluviali principali risulta alquanto variabile nell'arco dell'anno, in quanto durante i periodi di magra, coincidenti principalmente con i mesi estivi, gli elementi idrografici presentano delle portate estremamente modeste. I segmenti fluviali di ordine inferiore invece, presentano complessivamente delle portate saltuari ed effimeri, con lunghi periodi in totale assenza di acqua, in quanto veri e propri deflussi idrici si registrano esclusivamente in occasione di eventi meteorici copiosi.

5b Idrologia profonda

La ricostruzione di massima del quadro idrogeologico dell'area è avvenuta principalmente attraverso le misure piezometriche effettuate in corrispondenza di alcuni pozzi freatici esistenti, le localizzate manifestazioni idriche registrate nel corso delle prove in sito effettuate, nonché per mezzo delle informazioni raccolte nel corso dei sopralluoghi e dai dati emersi nel corso dei precedenti studi effettuati nell'area (PRG, indagini lottizzazioni, ecc.).

Alla luce dei dati suddetti, considerando anche le caratteristiche lito-stratigrafiche dei sedimenti posti nel sottosuolo, si evince come lungo i versanti che bordano le dorsali collinari presenti nell'area, sono presenti delle sporadiche e localizzate zone di saturazione e/o falde di limitata estensione areale, confinate all'interno dei livelli e/o sacche sabbiose intercalate nella

porzione inferiore della coltre. La circolazione idrica sotterranea risulta quindi estremamente complessa in quanto legata alle variazioni spaziali delle litofacies e dall'andamento plano-altimetrico dei livelli e/o sacche sabbiose più permeabili in cui risultano intestati i singoli acquiferi e/o zone di saturazione. La coltre quindi presenta una circolazione idrica sotterranea particolarmente articolata e difforme in quanto la stessa è caratterizzata da una struttura estremamente caotica e scompaginata che facilita la formazione di più acquiferi talora intercomunicanti.

Inoltre, dai dati reperiti, si evince localmente la presenza di falde di limitato spessore intestate all'interno dei sedimenti della formazione marina plio-pleistocenica, falde che talora possono risultare in leggera pressione. Alla luce dell'assetto litostratigrafico dei sedimenti marini, caratterizzati da un'alternanza di strati argillosi e livelli sabbiosi, si può ragionevolmente ipotizzare che si tratti, più che di un singolo acquifero, di un insieme di acquiferi di scarsa trasmissività, intestati all'interno dei livelli sabbiosi intercalati nella formazione marina e delimitati inferiormente e superiormente dagli orizzonti argillosi impermeabili che fungono da piccoli e localizzati "acquiclude". In considerazione delle caratteristiche dell'acquifero la circolazione idrica sotterranea risulta condizionata dal locale assetto lito-stratigrafico del sub-strato, nonché dalle condizioni strutturali dello stesso, che a luoghi possono innescare dei fenomeni di intercomunicabilità delle diverse falde sovrapposte. In ragione ai valori sia di prevalenza che di profondità dell'acquifero, misurati in campagna, è possibile ipotizzare un'area di alimentazione della falda piuttosto vasta.

Infine, in corrispondenza della pianura alluvionale del Fiume Ete Morto, le prove in sito effettuate ed i dati reperiti hanno permesso di testare l'esistenza di una vera e propria falda freatica impostata attualmente ad una profondità variabile compresa tra 6-8 mt. impostata all'interno della porzione basale del deposito alluvionale ghiaioso-sabbioso del fiume Ete Morto delimitate inferiormente dalle argille plio-pleistoceniche che rappresentano il locale "acquiclude" rinvenibili nell'area ad una profondità compresa tra 8-12 mt.. In particolare nell'area in cui sorge la zona industriale di Mogliano i sondaggi reperiti evidenziano la presenza di un acquifero di limitata potenza 1.0-2.0 mt. impostato all'interno dei sedimenti fluviali sabbioso-ghiaiosi delimitato inferiormente dal substrato pelitico impermeabile anche se non si esclude, vista l'alternanza di orizzonti con sedimenti di granulometria e quindi di permeabilità diversa (sabbie, limi, ghiaie) che sono tipici di tali depositi, una sovrapposizione in profondità di più falde differenti limitate

Dalle testimonianze raccolte è emerso che l'escursione freaticometrica media annuale è di

circa 1.0-1.5 m, ed è in stretta dipendenza con il regime pluviometrico dominante nel bacino imbrifero e in particolare nell'area alluvionale. I minimi livelli freaticometrici si hanno nei mesi autunnali, i massimi in quelli primaverili. Durante i mesi estivi invece si registra un forte abbattimento della tavola d'acqua in esame che è da mettere in relazione sia alle scarse precipitazioni che si sono verificate negli ultimi anni e sia soprattutto ai forti prelievi che si eseguono durante tali periodi per uso irriguo. Non è da escludere infine un interscambio tra la falda di subalveo suddetta e il fiume Ete Morto.

5c Permeabilità

Per la valutazione di massima del grado di permeabilità dei singoli litotipi presenti nell'area ci si è avvalsi, per i materiali incoerenti, dei dati bibliografici esistenti in merito a sedimenti granulometricamente simili, mentre per i terreni coesivi si è fatto riferimento ai valori emersi da prove di laboratorio e/o in sito precedentemente effettuate su litotipi affini.

In particolare nell'area può essere attribuita una **permeabilità medio-elevata** ai sedimenti ghiaioso-sabbiosi, a luoghi sabbioso-limosi che costituiscono i depositi alluvionali più recenti ubicati sia lungo l'asta fluviale principale, che in prossimità dei corsi d'acqua minori, mentre può essere assegnata una **medio-bassa permeabilità** ai terreni superficiali della coltre (argilla limoso sabbiosa) che si rinvengono con spessori differenti sui versanti che bordano le dorsali collinari presenti. Infine può essere attribuita una **conducibilità idraulica da bassa a molto bassa** ai litotipi che costituiscono la formazione plio-pleistocenica, conducibilità che può essere stimata compresa tra 10^{-9} e 10^{-11} m/sec. Alla luce della natura dei sedimenti presenti nel sottosuolo la permeabilità complessiva dei litotipi alluvionali dal comportamento prevalentemente incoerente, è strettamente dipendente dal quantitativo di materiali più fini presenti, mentre per ciò che riguarda la coltre e il substrato marino alla conducibilità idraulica primaria legata all'esistenza di livelli sabbiosi intercalati, si somma localmente una permeabilità secondaria indotta dalla fessurazione e quindi dal grado di alterazione delle argille.

6 –INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO PER LA REALIZZAZIONE DELLE OPERE

Il progetto in esame prevede la realizzazione di una condotta fognaria completamente interrata, suddivisa in 4 lotti distinti, unitamente ad una serie di opere d'arte le più significative delle quali sono rappresentate dai n°4 attraversamenti di cui tre ubicati nel III lotto ed uno nel II lotto che risultano posti, procedendo da Ovest verso Est:

- subito a valle della zona industriale di Mogliano in corrispondenza del Fosso Pisciaroni;
- in corrispondenza di un modesto tributario di sinistra del Fiume Ete Morto in località Cesetti;
- all'altezza di un elemento idrografico secondario nel comune di Francavilla;
- in corrispondenza della confluenza dei due rami della condotta all'altezza di case Moschin;

6a -Verifica di compatibilità idrogeologica dell'opera in esame in merito al Piano d'Assetto Idrogeologico (PAI) della Regione Marche.

Così come riportato nel capitolo riguardante i lineamenti geomorfologici dell'area, dalla trasposizione delle aree esondabili e dissesti gravitativi individuati dal PAI (elaborati 2a-2b), si evidenzia come, ad eccezione di un'area piuttosto circoscritta ubicata nel territorio comunale di Massa Fermana a cui è stato attribuito un grado di pericolosità P3 (grado elevato), le diverse aree a rischio frana individuate dal PAI intercettate dalla rete fognaria in progetto presentano tutte dei gradi di pericolosità da moderato (P1) a medio (P2), attribuibili a zone interessate da movimenti gravitativi con un grado di attività quiescente e/o da processi superficiali (soliflusso). Tra le aree suddette si segnala in particolare l'area ubicata nel territorio comunale di Montappone che, a seguito di interventi di consolidazione e stabilizzazione gravitativa realizzati, è stata oggetto di procedimento di ripermetrazione e riclassificazione da parte dell'Autorità di Bacino attraverso il quale da un grado di pericolosità elevato (P3) ed un grado di rischio molto-elevato (R4) originariamente assegnati è stato attribuito un livello di pericolosità P2 (medio) ed assegnato un grado di rischio R2 (medio) del dissesto censito nel PAI con codice identificativo *F-19-0585*. **Nonostante ciò si ritiene che esistano ancora indizi di attività almeno nella porzione più superficiale dei terreni.** Per ciò che concerne invece la sola area individuata dal PAI con un livello di pericolosità P3 (elevato) intercettata dalla condotta ed ubicata nel territorio comunale di Massa Fermana in località Fontecorata, benché nel corso del rilievo geologico effettuato non sono state rinvenute particolari evidenze attestanti movimenti gravitativi in atto, si reputa necessario in fase esecutiva effettuare un approfondimento delle indagini con la realizzazione di sufficienti prove in sito sia dirette che indirette al fine di determinare il reale grado di stabilità dell'area e di individuare le eventuali misure e/o interventi compensativi per la realizzazione dell'opera in

progetto.

In considerazione di quanto sopra esposto, alla luce della tipologia di intervento in oggetto **si esprime preliminarmente un parere favorevole circa la compatibilità geologico tecnica del progetto in esame**, così come previsto dalla normativa in materia Norme di Attuazione del PAI DELIBERA CONSIGLIO REGIONALE n. 116/2004 artt.11-12. **Chiaramente resta la necessità imprescindibile nella fase esecutiva, per ogni singolo lotto, di ulteriori indagini di dettaglio attualmente non realizzabili soprattutto per l'inaccessibilità dei siti. Tale indagini dovranno essere svolte nelle aree individuate in questa fase come più problematiche per la presenza di potenziali processi gravitativi in atto al fine di valutare l'esistenza e lo stato di attività dei suddetti processi, i possibili effetti degli stessi sull'opera in progetto, nonché individuare le eventuali misure compensative per garantire l'integrità dell'opera nel tempo.**

Di seguito vengono fornite le indicazioni generali, secondo quanto previsto dalla nuova normativa vigente (**D.M. 14 gennaio 2008**) circa gli scavi da effettuare mentre per ciò che concerne le considerazioni in merito alla realizzazione delle opere d'arte sopramenzionate, si rimanda a quanto contenuto nei paragrafi successivi in cui sono stati riportati in dettaglio i terreni presenti nel sottosuolo, nonché gli spessori e le geometrie dei litotipi stessi. In particolare sono state formulate per ogni singolo manufatto indicazioni inerenti la fattibilità geologica dell'opera in progetto, le valutazioni analitiche di orientamento in relazione alla costruzione prevista (consigli inerenti la tipologia di fondazione più opportuna in relazione alla natura dei litotipi e alla valutazione costi/benefici dell'intervento, ecc.), unitamente alle prescrizioni atte alle salvaguardia e conservazione delle opere stesse.

Come detto il progetto prevede la costruzione di un sistema fognario a gravità composto da una lunga rete di condotte completamente interrata per la realizzazione della quale sono previsti degli scavi "a cielo aperto" di altezze molto variabili.

La stabilità delle pareti di sbancamento create dall'esecuzione degli scavi, sarà strettamente dipendente dalle caratteristiche litologiche dei diversi litotipi presenti localmente nel sottosuolo, che verranno intercettati nel corso delle operazioni di scavo.

Alla luce delle risultanze delle prove in sito effettuate, considerando le altezze medie degli scavi “a cielo aperto” da realizzare, è presumibile che gli stessi intercettino esclusivamente i sedimenti più superficiali della coltre detritico-colluviale e solo in maniera sporadica il substrato marino sottostante.

Vista la temporaneità delle aperture (tempo necessario alla messa in posto delle infrastrutture) è stata fatta una analisi di stabilità di massima delle pareti adottando parametri geotecnici non drenati (verifica a breve termine) minimi scaturiti dai terreni della coltre detritico-colluviale presenti nel sottosuolo (ipotesi più cautelativa) che verranno interessati dagli scavi “a cielo aperto”. Per la determinazione puntuale delle altezze di scavo ammissibili risulta indispensabile effettuare in fase esecutiva, per ogni singolo lotto in cui è stata suddivisa la rete di condotta, ulteriori e più approfondite campagne geognostiche attraverso l'esecuzione di prove sia dirette che indirette, nonché prove di laboratorio (ELL, CD, ecc.) al fine di determinare i parametri a breve e lungo termine dei terreni che verranno interessati dagli sbancamenti indispensabili per eseguire delle verifiche di back-analysis per la determinazione degli angoli di riposo propri di ogni singolo litotipo attraversato e quindi la realizzazione di scarpate di scavo compatibili con i litotipi medesimi.

Secondo la nuova normativa vigente le verifiche di sicurezza si intendono soddisfatte se la condizione (6.2.1) delle NTC risulta soddisfatta per tutti i possibili cinematismi di collasso. Bisogna quindi ricercare la condizione di minimo per il rapporto Rd/Ed . Le verifiche di sicurezza dei fronti di scavo devono essere effettuate utilizzando la combinazione dei coefficienti parziali di cui al § 6.8.2 delle NTC: $(A2+M2+R2)$, in cui i coefficienti **A2** (Tabella 6.2.I) sono moltiplicativi delle azioni e i coefficienti **M2** (Tabella 6.2.II) ed **R2** (Tabella 6.8.I) sono rispettivamente riduttivi dei parametri di resistenza e della resistenza globale del sistema. È bene precisare che al peso dell'unità di volume della massa potenzialmente instabile va applicato il coefficiente A2 riportato nella colonna GEO della Tabella 6.2.I delle NTC ($\gamma G1 = 1.0$).

Tabella 6.2.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

| CARICHI | EFFETTO | Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E) | EQU | (A1) STR | (A2) GEO |
|------------|-------------|---|-----|----------|----------|
| Permanenti | Favorevole | γ_{G1} | 0.9 | 1.0 | 1.0 |
| | Sfavorevole | | 1.1 | 1.3 | 1.0 |

| | | | | | |
|----------------------------|-------------|---------------|-----|-----|-----|
| Permanenti non strutturali | Favorevole | γ_{G2} | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |
| Variabili | Favorevole | γ_{Q1} | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | Sfavorevole | | 1.5 | 1.5 | 1.3 |

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

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale γ | (M1) | (M2) |
|-------------------------------------|---|--------------------------------|------|------|
| Tangente angolo resistenza a taglio | $\tan \phi^k$ | γ_{ϕ} | 1.0 | 1.25 |
| Coesione efficace | c^k | γ_c | 1.0 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | C_u^k | γ_{C_u} | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | g | γ_g | 1.0 | 1.0 |

Tabella 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

| Coefficiente | R2 |
|--------------|-----|
| γ_R | 1.1 |

Il Testo unitario DM08 richiede di verificare la sicurezza dei fronti di scavo utilizzando l'**Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)**.

Per le analisi di sicurezza svolte nelle condizioni di breve termine in tensioni totali, è stata presa in considerazione la soluzione di Taylor (1948) basata sul metodo dell'equilibrio limite globale. In particolare per il calcolo delle rispettive altezze ammissibili degli scavi può essere adottata, per ogni singolo litotipo la seguente relazione:

$$H = \frac{N * C_u}{\gamma * F}$$

dove:

N = fattore di stabilità definito da Taylor (1948)

γ = peso dell'unità di volume del terreno

F = fattore di sicurezza

γ = peso di volume del terreno

C_u = coesione non drenata

H = altezza critica

Applicando, alla formula proposta da Taylor, i coefficienti parziali previsti al punto 6.8, dalle **Nuove Norme Tecniche delle costruzioni (DM2008)**, utilizzando l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2), si ottiene che il margine di sicurezza può essere inteso come rapporto tra la resistenza e l'azione di progetto da cui:

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

γ_R = coefficiente parziale della resistenza

γ_{Cu} = coefficiente parziale della resistenza non drenata

γ = peso di volume del terreno

C_u = coesione non drenata

H = altezza critica

N = fattore di stabilità definito da Taylor (1948)

La verifica è da ritenersi soddisfatta se è **$R_d \geq E_d$** .

Adottando la relazione suesposta considerando un fattore di sicurezza pari ad 1.3 così come previsto dalla precedente normativa, adottando il parametro minimo della coltre detritico colluviale che verrà intercettata nel corso degli scavi, ossia una **C_u pari a 4.0 t/mq**, un peso di volume di 1.90 t/mc, prendendo in considerazione i coefficienti parziali si ottiene:

$$\mathbf{H \text{ crit.} = 2.73 \text{ mt.}}$$

$$\mathbf{H \text{ amm.} = 2.1 \text{ mt.}}$$

Fermo restando le considerazioni precedentemente riportate in merito alla necessità

imprescindibile di effettuare, per ogni singolo lotto, ulteriori indagini geognostiche per la determinazione delle diverse altezze di scavo ammissibili, per cui i valori sopra calcolati, devono essere considerati di “massima”. Tenuto conto delle caratteristiche geotecniche dei litotipi più superficiali (*terreni prevalentemente pelitici, dall'evidente scadimento geotecnico in seguito ad assunzione idrica*), la fattibilità degli sbancamenti è subordinata alla esecuzione degli scavi nei periodi di scarse precipitazioni (estivo). Inoltre, occorrerà evitare qualsiasi sovraccarico sul bordo degli sbancamenti (soste di macchine operatrici e/o deposito di materiali di risulta), **ma soprattutto le scarpate dovranno essere lasciate “a cielo aperto” il minor tempo possibile**, condizione questa che risulta fondamentale per la salvaguardia della stabilità complessiva dei fronti di scavo. Infatti, una lunga esposizione agli agenti esogeni può determinare un'attivazione dei processi di dilavamento generati dallo scorrimento delle acque correnti superficiali, le quali, facilitando l'erosione, il trasporto e la deposizione delle particelle di terreno più fini, possono provocare l'arretramento e talora il crollo delle pareti di scavo stesse.

Nei tratti dove l'altezza degli sbancamenti risulterà superiore a quella ammissibile precedentemente determinata o se verranno ipotizzati dei tempi medio-lunghi per la realizzazione delle infrastrutture in progetto, sarà necessario provvedere ad una protezione dei fronti di scavo attraverso la messa in posto di strutture in grado di sostenere temporaneamente i fronti di scavo stessi (*tavolame opportunamente contrastato, palancole ecc.....*) e/o in alternativa la creazione di fronti di scavo con inclinazioni compatibili con i parametri geotecnici a lungo termine dei sedimenti della coltre.

Nel caso di rinvenimento di sedimenti saturi e/o di abbondanti manifestazioni idriche (ipotesi piuttosto improbabile), i valori critici ed ammissibili delle altezze degli scavi calcolati non possono più essere ritenuti validi, per cui risulta necessario provvedere ad una protezione dei fronti di scavo attraverso la messa in posto di strutture in grado di sostenere temporaneamente i fronti di scavo stessi (vedi sopra).

Inoltre per mantenere la naturale stabilità delle pareti di scavo in cui verranno collocate le condotte, di fondamentale importanza sarà il mantenimento delle attuali condizioni idrogeologiche dei singoli siti (assenza di falda) evitando quindi ogni dispersione idrica nel sottosuolo attraverso una corretta regimazione sia delle acque superficiali, acque che dovranno essere di conseguenza adeguatamente convogliate ed allontanate dai tratti di intervento con idonee tubazioni.

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo, si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

o D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.

o D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilita', anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.

o D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

o DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Infine, di seguito vengono riportate per ogni singola opera d'arte, unitamente ad una sintesi dei caratteri geologico-tecnici dell'area in cui ricadono, le indicazioni analitiche di orientamento in relazione alla costruzione prevista (consigli inerenti, se è necessario, la tipologia di fondazione più opportuna in relazione alla natura dei litotipi e alla valutazione costi/benefici dell'intervento, ecc.), nonché le prescrizioni atte alle salvaguardia e conservazione delle opere stesse.

1) Attraversamento fosso Pisciaroni

La struttura in esame rappresenta un'opera di attraversamento ad una campata, che permetterà al tratto di condotta fognaria di superare in sospensione l'alveo del Fosso Pisciaroni, affluente di sinistra del Fiume Ete Morto.

1.1 UBICAZIONE E CARATTERI GEOMORFOLOGICI

L'opera in progetto ricade nella porzione medio-superiore dell'area di studio, in località "Il Castello" ad una distanza di circa 2.0 Km, in direzione Sud, dall'abitato di Mogliano.

Morfologicamente l'opera, posta ad una quota topografica di 110 mt. sopra il livello medio del mare, ricade al di sopra di un pianoro rappresentante la superficie sommitale di un antico terrazzo alluvionale del Fiume Ete Morto, in parte obliterato dai sedimenti detritici della coltre. In questo tratto l'alveo del Fosso del Pisciaroli, tributario di sinistra del Fiume Ete Morto, è fortemente incassato all'interno di scarpate asimmetriche piuttosto acclivi di altezze apprezzabili differenti che risultano pari a circa 14-15 mt. in destra idrografica, che raggiungono valori di 19-20 mt. in sinistra.

In questo tratto, l'alveo del Fosso Pisciaroni è interessato da evidenti processi di erosione laterale, che localmente innescano dei circoscritti fenomeni di crollo e/o ribaltamento lungo le pareti delle scarpate, determinando un progressivo arretramento delle stesse.

Per ciò che concerne invece la stabilità gravitativa complessiva dell'area, vista la morfologia pressoché pianeggiante della stessa, si può affermare che l'area può essere ritenuta morfologicamente stabile, aspetto questo peraltro confermato dalle recenti norme del Piano di Riassetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI), secondo le **quali l'area in oggetto non ricade in area a Rischio Frana.**

Si ritiene inoltre, visto l'elevata distanza esistente tra l'opera in progetto e il letto del fosso esistente (15 mt.), che la realizzazione dell'opera medesima non comporterà una riduzione della sezione di deflusso in quanto la stessa non può risultare in nessun modo di ostacolo al naturale deflusso delle acque.

1.2 CARATTERI LITOLOGICI

La realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica in corrispondenza della sponda destra in cui è in progetto l'opera medesima, ubicata così come da planimetria allegata, i log stratigrafici reperiti derivanti dai sondaggi effettuati in lotti limitrofi nel corso di studi pregressi, nonché i continui affioramenti presenti lungo le pareti delle scarpate che bordano l'alveo attuale, hanno permesso sia l'individuazione e la caratterizzazione dei litotipi presenti sia la ricostruzione della loro sequenza stratigrafica locale.

Da ciò è emersa la presenza, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, di un discreto spessore di sedimenti limoso argillosi mediamente consistenti *genesi eluvio-colluviale*, al di sotto dei quali è presente un *materasso alluvionale* ghiaioso-sabbioso piuttosto addensato di limitato spessore. Alla base dei suddetti depositi continentali si rinvencono i sedimenti della *successione marina del Pliocenica* costituiti da un'alternanza stratificata di sabbie e argille marnose argille caratterizzati da ottime qualità geomeccaniche.

La locale successione dei terreni presenti in corrispondenza della verticale CPT4 investigata, al di sotto di un limitato spessore di terreno di riporto e/o vegetale, può essere quindi così schematizzata:

- limo argilloso e/o argilla limosa da mt. 0.6 a mt. 3.8 dal p.c

-ghiaia sabbiosa da mt. 3.8 a circa mt. 6.0 dal p.c.

-sabbia stratificata ad argilla da mt. 6.0 dal p.c.

1.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Per ciò che concerne il quadro idrogeologico dell'area, dai log stratigrafici reperiti emerge nell'area la presenza di una falda di limitato spessore (0.5-1.0 mt) impostata nella porzione basale dei sedimenti medio-grossolani alluvionali delimitata inferiormente dal substrato marino che funge da locale "acquiclude".

Verosimilmente la principale fonte di ricarica della falda suddetta risulta essere l'infiltrazione delle acque provenienti dal versante retrostante, mentre si può verosimilmente escludere come

fonte di alimentazione le acque correnti superficiali del sottostante Fosso Piscaroni alla luce dell'elevato franco esistente tra l'area in esame e l'alveo del fosso medesimo.

Considerando lo spessore della falda nonostante la medio-elevata permeabilità dei terreni sabbioso-ghiaiosi in cui risulta impostata, è possibile prevedere complessivamente una modesta produttività della stessa.

1.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Alcune caratteristiche geotecniche dei terreni sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali e dalla prova penetrometrica statica eseguita, secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Apollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori.

Inoltre i parametri medi dei termini del substrato Pliocenico non raggiunti nel corso della prova penetrometrica, sono stati desunti dalla bibliografia e/o da studi pregressi reperiti

| PARAM ETRI | unità misura | Litotipo "a" argilla limosa | Litotipo "b" ghiaia sabbiosa | Litotipo "c" sabbia stratificata ad argilla |
|-----------------|-----------------------|-----------------------------------|------------------------------------|--|
| γ | (g/cm ³) | 1,9 | 1,85 | 2.0 |
| γ_{sat} | (g/cm ³) | 2,00 | 1,95 | - |
| γ'_k | (g/cm ³) | 1.90 | 1,85 | 2.0 |
| Cu | (Kg/cm ²) | 0.6-0.9 | - | (> 2,7) |
| C _{uk} | (Kg/cm ²) | 0.7 | - | 2,7 |
| C' | (Kg/cm ²) | 0.0-0.05 | - | (0.2-0.4) |
| C' _k | (Kg/cm ²) | 0,02 | - | (0,3) |
| ϕ' | (gradi) | 21-23° | 33 >36° | > 34° (23-26°) |
| ϕ'_k | (gradi) | 22° | 34° | 34° (24) |
| Ed | (Kg/cm ²) | 52-65 | - | (> 250) |
| Es | (Kg/cm ²) | - | 475 > 600 | > 400 |
| Dr % | | - | 69 > 85 | (> 85) |

| | | | | |
|-----------------|-----------------------|----------|----------|-------|
| V | | 0,35 | 0,25 | 0,4 |
| a | | 0,4 | - | (0,4) |
| $S_{med\ ult.}$ | (Kg/cmq) | - | 0,25 | 0,25 |
| Kh | (Kg/cm ²) | 0,6-0,76 | 6,3 >8,0 | > 6,0 |

() valori relativi agli orizzonti argilloso-marnosi della formazione marina (litotipo "c")

La simbologia usata è la seguente:

| | |
|----------------------------|--|
| γ | = peso di volume; |
| $\gamma_{sat.}$ | = peso di volume saturo |
| C_u | = coesione non drenata; |
| C' | = coesione drenata; |
| ϕ' | = angolo di attrito drenato; |
| γ'_k, C'_k, ϕ'_k | = parametri caratteristici* del terreno (DM08) |
| Ed | = modulo edometrico; |
| Es | = modulo di elasticità; |
| Dr | = densità relativa |
| n | = coefficiente di Poisson; |
| α | = coefficiente di adesione palo-terreno; |
| $S_{med\ ult.}$ | = resistenza media ultima terreni incoerenti; |
| Kh | = coeff. di rigidità laterale del terreno (palo del diam. 60 cm) |

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

$$XK = X_{med} \left(1 - \frac{COV}{2} \right)$$

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

| | |
|--------------------------|-----|
| Angolo di attrito F | 10% |
| Coesione | 40% |
| Modulo di comprimibilità | 40% |

1.5 CATEGORIE STRATIGRAFICHE, TOPOGRAFICHE ED AZIONI SISMICHE (Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008)

Sulla base dei risultati della prova penetrometrica statica effettuata al sito può essere attribuito la categoria "C" di sottosuolo, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da

valori di VS,30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Considerando la Posizione del sito: **Latitudine 43.1705 e Longitudine 13.4949**, la **Classe d'uso II** (Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie, ecc.) e una **Vita nominale di anni 50** (per opere ordinarie), si ottiene:

| | SLO (periodo di ritorno =30 anni) | SLD (periodo di ritorno =50 anni) | SLV (periodo di ritorno =475 anni) | SLC (periodo di ritorno =975 anni) |
|--------|--|--|---|---|
| a_g | 0,056 | 0,070 | 0,178 | 0,231 |
| F_0 | 2,548 | 2,439 | 2,426 | 2,458 |
| TC^* | 0,273 | 0,291 | 0,337 | 0,345 |

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

Coefficienti sismici

Categoria sottosuolo C

Categoria topografica T1

| | | | | |
|------------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Ss | SLO | SLD | SLV | SLC |
| Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,44 | 1,36 |
| Cc | | | | |
| Coeff. funz. categoria | 1,61 | 1,58 | 1,50 | 1,49 |
| St | | | | |
| Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,017 | 0,021 | 0,062 | 0,088 |
| kv | 0,008 | 0,011 | 0,031 | 0,044 |
| Amax [m/s ²] | 0,817 | 1,033 | 2,517 | 3,081 |
| Beta | 0,200 | 0,200 | 0,240 | 0,280 |

1.6 INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO-TECNICO

Alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dell'area, **si esprime parere favorevole circa la fattibilità geologica dell'opera.**

In questo caso, il progetto prevede a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati.**

- Fondazioni

Alla luce delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti, si consiglia di porre a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati**, ben armati per tutta la lunghezza e fortemente collegati in testa fra loro, intestati all'interno della formazione marina (*Sabbia stratificata ad argilla* -litotipo "c").

I pali quindi dovranno essere di una lunghezza tale da addentrarsi sufficientemente (3.5-5 diametri) nella formazione marina (*Sabbia stratificata ad argilla* -litotipo "c") il cui tetto risulta ipotizzato, almeno in corrispondenza della sponda destra, ad una profondità di 6.0 mt. rispetto all'attuale piano campagna in corrispondenza della prova penetrometrica realizzata. La lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

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

condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{g_R} R(g_{FFk}; \frac{X_k}{g_7}; ad)$$

con:

g_{FFk} = azioni di progetto;

X_k/g_7 = parametri di progetto;

ad = geometria di progetto;

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

Il valore di progetto della Resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici (X_k) del terreno, diviso per il coefficiente parziale g_{777} specificato nella successiva Tab.6.2.II:

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

| Parametro | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale g_7 | (M1) | (M2) |
|-------------------------------------|---|-----------------------------|------|------|
| Tangente angolo resistenza a taglio | $\tan \phi^k$ | g_ϕ | 1.0 | 1.25 |
| Coesione efficace | c^k | g_c | 1.0 | 1.25 |
| Resistenza non drenata | C_u^k | g_{Cu} | 1.0 | 1.4 |
| Peso dell'unità di volume | g | g_g | 1.0 | 1.0 |

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

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

| Resistenza | Simb | Pali infissi | | | Pali trivellati | | | Pali ad elica continua | | |
|------------|-------|--------------|------|------|-----------------|------|------|------------------------|------|------|
| | g_R | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) | (R1) | (R2) | (R3) |

| | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----|-----|------|------|-----|------|------|-----|------|------|
| Base | gb | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.70 | 1.35 | 1.0 | 1.60 | 1.30 |
| Laterale in compress. | gs | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.45 | 1.15 |
| Totale | gt | 1.0 | 1.45 | 1.15 | 1.0 | 1.60 | 1.30 | 1.0 | 1.55 | 1.25 |
| Laterale in trazione | gst | 1.0 | 1.60 | 1.25 | 1.0 | 1.60 | 1.25 | 1.0 | 1.60 | 1.25 |

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti γ deve corrispondere al numero di verticali di sondaggio significative e rappresentative della intera stratigrafia di influenza dei pali stessi (sondaggi e/o prove in situ), eseguite nel corso dell'indagine. Nel caso specifico, pertanto possono essere considerati i coefficienti relativi a un numero complessivo di verticali pari ad 1 ottenendo:

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

| Numero di verticali indagate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 7 | >10 |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| 73 | 1.70 | 1.65 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 |
| 74 | 1.70 | 1,55 | 1.48 | 1.42 | 1.34 | 1.28 | 1.21 |

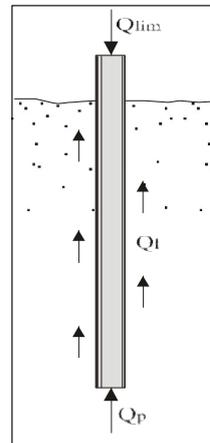
Per il calcolo della portanza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le seguenti relazioni di Terzaghi ed altri:

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

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

$$\delta Q_l = \alpha D \delta L^2 C_u \quad \text{terreni coerenti} \quad (3)$$

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



dove:

- Q_{lim} = portanza ultima del singolo palo;
- Q_p = portanza ultima alla punta del palo;
- δQ_l = portanza laterale ultima del tratto di palo considerato;
- A = area della sezione alla punta;
- D = diametro del palo;
- L = lunghezza del palo;
- α = coefficiente di adesione palo-terreno;

Smed.ult. = *fattore di resistenza laterale ultima (Vesic, Kerisel);*

Nc, Nq = *coefficienti di capacità portante;*

A titolo di esempio si riportano i valori di portanza utile per un palo singolo privo di interazione con gli altri elementi fondali, di diverso diametro, calcolati sulla verticale Cpt4 (vedi sezione geologica allegata in appendice).

Considerando quindi il piano di cantiere a livello dell'attuale piano campagna, (vedi sezione geologica allegata in appendice) ed adottando le relazioni suesposte si ottiene:

NB: Nel calcolo della portanza dei pali si è trascurato a favore della sicurezza, il contributo della portanza laterale fornito dai sedimenti sia della coltre che del materasso alluvionale a fini cautelativi, in quanto soggetti ad alterazione superficiale nonché a decompressione a seguito di eventuali processi di arretramento delle attuali scarpate fluviali sottostanti del Fosso Pisciaroni Per la restante lunghezza dei pali intestata all'interno della formazione marina *Sabbia strat. ad argilla* (litotipo "c") si è assunto una *Smed.ult* di 3.0 t/mq di estrema cautela per gli orizzonti sabbiosi e una coesione non drenata (parametro caratteristico) pari a $C_{uk}=27$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0.3$ per i livelli argillosi considerando un rapporto Sabbia/Argilla medio di 2 a 1.

Verticale Cpt4

Approccio 1 -Combinazione 1 - A1+M1+R1

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|--------|-------|--------|
| 0,40 | 12 | 30,52 | 42,20 | 42,78 |
| 0,50 | 12 | 47,69 | 52,75 | 59,08 |
| 0,60 | 12 | 68,67 | 63,30 | 77,63 |
| 0,70 | 12 | 93,47 | 73,85 | 98,43 |
| 0,80 | 12 | 122,08 | 84,40 | 121,46 |

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

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|---|----|----|----|----|
| | | | | |

| | | | | |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 17,95 | 39,50 | 33,80 |
| 0,50 | 12 | 28,05 | 46,78 | 44,02 |
| 0,60 | 12 | 40,40 | 54,05 | 55,56 |
| 0,70 | 12 | 54,98 | 61,33 | 68,42 |
| 0,80 | 12 | 71,81 | 68,60 | 82,60 |

(* Circolare n.617 del 02/02/09 del Ministero delle Infrastrutture (C6. Progettazione Geotecnica, pag.203)

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 22,61 | 36,70 | 34,89 |
| 0,50 | 12 | 35,33 | 45,87 | 47,76 |
| 0,60 | 12 | 50,87 | 55,05 | 62,30 |
| 0,70 | 12 | 69,24 | 64,22 | 78,50 |
| 0,80 | 12 | 90,43 | 73,39 | 96,37 |

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = portanza di punta (ton);

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

Rd = portanza totale (ton);

* Alla lunghezza dei pali va detratto e/o aggiunto il valore in metri dell'eventuale differenza di quota tra il piano campagna attuale considerata nei calcoli e quella del piano di progetto reale.

Si reputa necessario verificare, in fase esecutiva, la profondità del tetto del sub-strato, soprattutto in corrispondenza della sponda opposta a quella dove è stata eseguita la prova penetrometrica statica, ciò perché il tetto del substrato in cui dovranno essere

necessariamente intestati i pali di fondazione, potrebbe essere ubicato a profondità differenti, rispetto al valore ipotizzato e riportato sulle sezioni geologiche.

Si consiglia pertanto di fare particolare attenzione in occasione della realizzazione dei pali, interrompendo lo scavo degli stessi solo dopo il raggiungimento del substrato marino, considerando che nel calcolo della portanza si è tenuto conto che i pali dovranno essere **tutti** di una lunghezza tale da addentrarsi per una profondità minima di 6.0 metri nella formazione marina (*profondità a cui si riferiscono i calcoli delle portanze sopra riportati*).

Nel caso l'interasse dei pali, attualmente non conosciuto, risultasse tale da determinare una sovrapposizione dei bulbi delle pressioni, l'opera andrà dimensionata come una palificata.

Nel caso i carichi di esercizio risultassero superiori a quelli calcolati e tabulati per pali di diverso diametro e lunghezza, si consiglia di optare per un aumento della lunghezza piuttosto che un incremento del diametro dei pali, visto il progressivo accrescimento del grado di sovraconsolidazione e quindi delle caratteristiche geomeccaniche del substrato con la profondità.

Alla luce del quadro idrogeologico riscontrato nell'area, considerando la presenza di un falda freatica di limitata potenza impostata alla base del materasso alluvionale, si consiglia di realizzazione le opere fondali nel periodo compreso tra Agosto-Settembre e soprattutto di eseguire il getto dei pali, dopo lo scavo, con estrema celerità, al fine di evitare il crollo delle pareti di scavo a seguito di abbondanti venute d'acqua in foro che renderebbe necessario l'utilizzo di camicie (ipotesi probabile) per la realizzazione dei pali di fondazione.

Visto il grado di consolidazione del substrato di fondazione, si tralascia il calcolo dei cedimenti, in quanto trascurabili e comunque perfettamente accettabili dalla strutture da realizzare.

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

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

K_h = coefficiente di rigidità laterale del terreno;
 E = modulo edometrico o di elasticità del terreno;
 ν = coefficiente di Poisson;
 D = diametro del palo considerato;
 E_b = modulo elastico del calcestruzzo utilizzato nella confezione del palo;
 J_b = momento di inerzia.

Alcuni valori di K_h relativi ai terreni in questione sono stati calcolati prendendo in considerazione pali del diametro di 60 cm.; tali valori sono stati tabulati a pag.6 (si è utilizzato un E_b pari a 285.000).

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

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

| Coefficiente parziale (R1) | Coefficiente parziale (R2) | Coefficiente parziale (R3) |
|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| $g_T = 1.0$ | $g_T = 1.6$ | $g_T = 1.3$ |

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

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

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni.

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

2) Attraversamento Case Cesetti

La struttura in esame rappresenta un'opera di attraversamento della lunghezza di circa 68 mt., a due campate, che permetterà al tratto di condotta fognaria di superare in sospensione l'alveo di un elemento idrografico secondario rappresentante un modesto affluente di sinistra del Fiume Ete Morto.

2.1 UBICAZIONE E CARATTERI GEOMORFOLOGICI

L'opera in progetto ricade nella porzione mediana dell'area di studio, in località "Case Cesetti" ad una distanza di circa 4.0 Km, in direzione Est, dall'abitato di Mogliano.

Morfologicamente l'opera, posta ad una quota topografica di 97 mt. sopra il livello medio del mare, ricade al di sopra di un pianoro rappresentante la superficie sommitale di un antico terrazzo alluvionale del Fiume Ete Morto, in parte obliterato dai sedimenti detritici della coltre. In questo tratto l'alveo dell'elemento idrografico oggetto di attraversamento, rappresentante un modesto tributario di sinistra del Fiume Ete Morto, risulta piuttosto incassato all'interno di scarpate moderatamente acclivi (50-60°) di altezza compresa tra 8-10 mt. in destra idrografica e meno acclivi e di minor altezza in sinistra idrografica.

In questo tratto, l'alveo dell'elemento idrografico in esame risulta interessato solo marginalmente da processi di erosione laterale, in virtù verosimilmente delle scarsi deflussi che caratterizza lo stesso per l'intero arco dell'anno.

Per ciò che concerne invece la stabilità gravitativa complessiva dell'area, vista la morfologia pressoché pianeggiante della stessa, si può affermare che l'area può essere ritenuta morfologicamente stabile, aspetto questo peraltro confermato dalle recenti norme del Piano di Riassetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI), secondo le **quali l'area in oggetto non ricade in area a Rischio Frana.**

Si ritiene inoltre, visto l'apprezzabile distanza esistente tra l'opera in progetto e l'alveo del fossato esistente (10 mt.), considerando le modeste portate che caratterizzano lo stesso, che la realizzazione dell'opera medesima non comporterà una riduzione della sezione di deflusso e

quindi la stessa non risulta in nessun modo di ostacolo al naturale deflusso delle acque.

2.2 CARATTERI LITOLOGICI

La realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica in corrispondenza della sponda destra in cui è in progetto l'opera medesima, ubicata così come da planimetria allegata, nonché i continui affioramenti presenti lungo le pareti delle scarpate che bordano l'alveo attuale, hanno permesso sia l'individuazione che la caratterizzazione dei litotipi presenti, oltre alla ricostruzione della loro sequenza stratigrafica locale, almeno fino alla profondità ritenuta significativa ai fini dello studio.

Da ciò è emersa la presenza, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, di un discreto spessore di sedimenti limoso argillosi mediamente consistenti *genesì eluvio-colluviale*, interdigitati con i terreni *alluvionali* fini depositi in epoca recente dal Fiume Ete Morto. Alla base dei suddetti depositi continentali si rinvencono i sedimenti della *successione marina del Pliocenica* costituiti da un'alternanza stratificata di sabbie e argille marnose argille e sottili livelli sabbiosi caratterizzati da ottime qualità geomeccaniche.

La locale successione dei terreni presenti in corrispondenza della verticale CPT1 investigata, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, può essere quindi così schematizzata:

- limo argilloso sabbioso da mt. 1.0 a mt. 10.8 dal p.c

-sabbia stratificata ad argilla da mt. 10.8 dal p.c.

2.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Per ciò che concerne il quadro idrogeologico dell'area, benché nel corso della prova penetrometrica non sono state evidenziate manifestazioni idriche evidenti, risulta ipotizzabile nell'area la presenza di una e/o più falde di limitato spessore e di scarsa estensione areale impostate all'interno della porzione medio-basale dei terreni continentali, così come non può essere esclusa la presenza di piccoli acquiferi confinati all'interno degli orizzonti sabbiosi che costituiscono i substrato.

Verosimilmente la principale fonte di ricarica della falda suddetta rinvenuta nell'area è dovuta all'infiltrazione delle acque provenienti dal versante retrostante, così come non può essere esclusa come fonte di alimentazione le acque correnti superficiali del sottostante elemento idrografico secondario alla luce del franco esistente tra l'area in esame e l'alveo del fosso medesimo nonché della profondità a cui è stata rinvenuta il tetto del substrato impermeabile.

Considerando lo spessore presunto degli acquiferi presenti, considerando la medio-bassa permeabilità dei terreni continentali in cui risulta impostata, è possibile prevedere complessivamente una modesta produttività degli stessi.

2.3 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Alcune caratteristiche geotecniche dei terreni sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali e dalla prova penetrometrica statica eseguita, secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Apollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori.

Inoltre i parametri medi dei termini del substrato Pliocenico non raggiunti nel corso della prova penetrometrica, sono stati desunti dalla bibliografia e/o da studi pregressi reperiti

| PARAMETRI | unità misura | Litotipo "a" limo argilloso-sabbioso | Litotipo "b" sabbia stratificata ad argilla |
|-----------------|-----------------------|---|--|
| γ | (g/cm ³) | 1,9 | 2.0 |
| γ_{sat} | (g/cm ³) | 1.95 | - |
| γ'_k | (g/cm ³) | 1.90 | 2.0 |
| Cu | (Kg/cm ²) | 0.6-1.4 | (> 2,5) |
| C _{uk} | (Kg/cm ²) | 0,9 | (2,5) |
| C' | (Kg/cm ²) | 0.0-0.05 | (0.2-0.4) |
| C' _k | (Kg/cm ²) | 0.3 | (0,3) |
| ϕ' | (gradi) | 21-23° | > 34° (23-26°) |
| ϕ'_k | (gradi) | 22° | 34° (24) |
| Ed | (Kg/cm ²) | 53-109 | (> 250) |

| | | | |
|-----------------------|----------|---------|--------|
| Es | (Kg/cmq) | - | > 400 |
| Dr % | | - | (> 85) |
| V | | 0,35 | 0,4 |
| a | | 0,4 | 0,4 |
| S _{med ult.} | (Kg/cmq) | - | 0,25 |
| Kh | (Kg/cm) | 0,6-1,4 | > 5,0 |

() valori relativi agli orizzonti argilloso-marnosi della formazione marina (litotipo "b")

La simbologia usata è la seguente:

| | |
|-------------------------|---|
| γ | = peso di volume; |
| $\gamma_{sat.}$ | = peso di volume saturo |
| Cu | = coesione non drenata; |
| C' | = coesione drenata; |
| ϕ' | = angolo di attrito drenato; |
| $\gamma'k, C'k, \phi'k$ | = parametri caratteristici* del terreno (DM08) |
| Ed | = modulo edometrico; |
| Es | = modulo di elasticità; |
| Dr | = densità relativa |
| n | = coefficiente di Poisson; |
| α | = coefficiente di adesione palo-terreno; |
| S _{med ult.} | = resistenza media ultima terreni incoerenti; |
| Kh | = coeff. di rigidezza laterale del terreno (palo del diam. 60 cm) |

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

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

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

| | |
|--------------------------|-----|
| Angolo di attrito F | 10% |
| Coesione | 40% |
| Modulo di comprimibilità | 40% |

2.5 CATEGORIE STRATIGRAFICHE, TOPOGRAFICHE ED AZIONI SISMICHE (Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008)

Sulla base dei risultati della prova penetrometrica statica effettuata al sito può essere attribuito la categoria “C” di sottosuolo, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS,30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

Tc^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Considerando la Posizione del sito: Latitudine 43.1913 e Longitudine 13.5196, la **Classe d’uso II** (Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie, ecc.) e una **Vita nominale di anni 50** (per opere ordinarie), si ottiene:

| | SLO (periodo di ritorno =30 anni) | SLD (periodo di ritorno =50 anni) | SLV (periodo di ritorno =475 anni) | SLC (periodo di ritorno =975 anni) |
|--------|--|--|---|---|
| a_g | 0,055 | 0,069 | 0,179 | 0,233 |
| F_0 | 2,450 | 2,434 | 2,432 | 2,456 |
| TC^* | 0,273 | 0,292 | 0,336 | 0,344 |

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

Coefficienti sismici

Categoria sottosuolo C
 Categoria topografica TI

| | | | | |
|------------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Ss | SLO | SLD | SLV | SLC |
| Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,44 | 1,36 |
| Cc | | | | |
| Coeff. funz. categoria | 1,61 | 1,58 | 1,50 | 1,49 |
| St | | | | |
| Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,016 | 0,021 | 0,062 | 0,089 |
| kv | 0,008 | 0,010 | 0,031 | 0,044 |
| Amax [m/s ²] | 0,806 | 1,020 | 2,526 | 3,112 |
| Beta | 0,200 | 0,200 | 0,240 | 0,280 |

1.6 INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO-TECNICO

Alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dell'area, **si esprime parere favorevole circa la fattibilità geologica dell'opera.**

In questo caso, il progetto prevede a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati** collegate in testa da un plinto.

- Fondazioni

Alla luce delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti, si consiglia di porre a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati**, ben armati per tutta la lunghezza e fortemente collegati in testa fra loro, intestati all'interno della formazione marina (*Sabbia stratificata ad argilla* -litotipo "b").

I pali quindi dovranno essere di una lunghezza tale da addentrarsi sufficientemente (3.5-5 diametri) nella formazione marina (*Sabbia stratificata ad argilla* -litotipo "c") il cui tetto risulta ipotizzato, almeno in corrispondenza della sponda destra, ad una profondità di 10.8 mt. rispetto all'attuale piano campagna in corrispondenza della prova penetrometrica realizzata. La lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni

trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

Per il dimensionamento della nuova fondazione, si dovrà far riferimento a quanto stabilito e dalle **Nuove Norme Tecniche delle costruzioni (DM2008)**, i cui principi e tabelle riassuntive sono stati precedentemente riportati in dettaglio, così come per il calcolo della portanza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le relazioni di Terzaghi ed altri precedentemente elencate.

A titolo di esempio si riportano i valori di portanza utile per un palo singolo privo di interazione con gli altri elementi fondali, di diverso diametro, calcolati sulla verticale Cpt1 (vedi sezione geologica allegata in appendice).

Considerando quindi il piano di cantiere a livello dell'attuale piano campagna, (vedi sezione geologica allegata in appendice) ed adottando le relazioni suesposte si ottiene:

NB: Nel calcolo della portanza dei pali si è trascurato a favore della sicurezza, il contributo della portanza laterale fornito dai primi 4.0 metri di terreno a fini cautelativi, in quanto soggetti ad alterazione superficiale nonché a decompressione a seguito di eventuali processi di arretramento delle attuali scarpate fluviali sottostanti del fosso presente, mentre per la restante lunghezza dei pali intestata all'interno dei sedimenti continentali medio-fini (*limo argilloso sabbioso -litotipo "a"*) si è utilizzato il valore caratteristico della coesione non drenata pari a $C_u=9$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$. Per il tratto dei pali invece intestata all'interno della formazione marina (*Sabbia strat. ad argilla -litotipo "b"*) si è assunto una $S_{med.ult}$ di 3.0 t/mq di estrema cautela per gli orizzonti sabbiosi e una coesione non drenata (parametro caratteristico) pari a $C_{uk}=25$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$ per i livelli argillosi considerando un rapporto Sabbia/Argilla medio di 2 a 1.

Verticale Cpt4

Approccio 1 - Combinazione 1 - A1+M1+R1

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 28,26 | 45,34 | 43,30 |
| 0,50 | 12 | 44,16 | 56,68 | 59,31 |
| 0,60 | 12 | 63,59 | 68,01 | 77,41 |

| | | | | |
|------|----|--------|-------|--------|
| 0,70 | 12 | 86,55 | 79,35 | 97,58 |
| 0,80 | 12 | 113,04 | 90,68 | 119,84 |

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

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 16,62 | 34,65 | 30,16 |
| 0,50 | 12 | 25,97 | 42,47 | 40,26 |
| 0,60 | 12 | 37,40 | 50,28 | 51,58 |
| 0,70 | 12 | 50,91 | 58,10 | 64,12 |
| 0,80 | 12 | 66,49 | 65,92 | 77,89 |

(*) Circolare n.617 del 02/02/09 del Ministero delle Infrastrutture (C6. Progettazione Geotecnica, pag.203)

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 20,93 | 39,43 | 35,51 |
| 0,50 | 12 | 32,71 | 49,28 | 48,23 |
| 0,60 | 12 | 47,10 | 59,14 | 62,49 |

| | | | | |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,70 | 12 | 64,11 | 69,00 | 78,30 |
| 0,80 | 12 | 83,73 | 78,85 | 95,64 |

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = portanza di punta (ton);

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

Rd = portanza totale (ton);

** Alla lunghezza dei pali va detratto e/o aggiunto il valore in metri dell'eventuale differenza di quota tra il piano campagna attuale considerata nei calcoli e quella del piano di progetto reale.*

Si reputa necessario verificare, in fase esecutiva, la profondità del tetto del sub-strato, soprattutto in corrispondenza della sponda opposta a quella dove è stata eseguita la prova penetrometrica statica, ciò perché il tetto del substrato in cui dovranno essere necessariamente intestati i pali di fondazione, potrebbe essere ubicato a profondità differenti, rispetto al valore ipotizzato e riportato sulle sezioni geologiche.

Si consiglia pertanto di fare particolare attenzione in occasione della realizzazione dei pali, interrompendo lo scavo degli stessi solo dopo il raggiungimento del substrato marino, considerando che nel calcolo della portanza si è tenuto conto che i pali dovranno essere **tutti** di una lunghezza tale da addentrarsi per una profondità minima di 2.0 metri nella formazione marina (*profondità a cui si riferiscono i calcoli delle portanze sopra riportati*).

Nel caso l'interasse dei pali, attualmente non conosciuto, risultasse tale da determinare una sovrapposizione dei bulbi delle pressioni, l'opera andrà dimensionata come una palificata.

Nel caso i carichi di esercizio risultassero superiori a quelli calcolati e tabulati per pali di diverso diametro e lunghezza, si consiglia di optare per un aumento della lunghezza piuttosto che un incremento del diametro dei pali, visto il progressivo accrescimento del grado di sovraconsolidazione e quindi delle caratteristiche geomeccaniche del substrato con la profondità.

Alla luce del quadro idrogeologico riscontrato nell'area, risulta ipotizzabile la presenza di un falda freatica di limitata potenza impostata alla base del deposito alluvionale, per cui si consiglia di realizzazione le opere fondali nel periodo compreso tra Agosto-Settembre e soprattutto di eseguire il getto dei pali, dopo lo scavo, con estrema celerità, al fine di evitare il crollo delle pareti di scavo a seguito di abbondanti venute d'acqua in foro che renderebbe necessario l'utilizzo di camicie (ipotesi probabile) per la realizzazione dei pali di fondazione.

Visto il grado di consolidazione del substrato di fondazione, si tralascia il calcolo dei cedimenti, in quanto trascurabili e comunque perfettamente accettabili dalla strutture da realizzare.

I valori di Kh relativi ai terreni in questione sono stati calcolati secondo la relazione precedentemente riportata prendendo in considerazione pali del diametro di 60 cm.; tali valori sono stati sopra tabulati (si è utilizzato un Eb pari a 285.000).

Nelle verifiche degli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali dovranno essere applicati i coefficienti parziali γ specificati nella successiva Tab.6.4.VI precedentemente riportata, così come la resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento, mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = *valore di progetto dell'azione;*

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

3) Attraversamento Francavilla

La struttura in esame rappresenta un'opera di attraversamento della lunghezza di circa 53 mt., ad una campata, che permetterà al tratto di condotta fognaria di superare in sospensione l'alveo di un elemento idrografico secondario rappresentante un modesto affluente di sinistra del Fiume Ete Morto.

3.1 UBICAZIONE E CARATTERI GEOMORFOLOGICI

L'opera in progetto ricade nel tratto mediano dell'area di studio, nella porzione Nord-orientale del territorio comunale di Francavilla, ad una distanza di circa 1.0 Km, in direzione Nord, dal centro storico cittadino.

Morfologicamente l'opera, posta ad una quota topografica di 97 mt. sopra il livello medio del mare, ricade sul tratto terminale dell'alveo di un modesto elemento idrografico secondario che in questo settore presenta un tracciato pressoché rettilineo sino alla confluenza con l'asta fluviale principale del Fiume Ete Morto distante circa 350 mt..

L'alveo del fosso, nel tratto dove è prevista la realizzazione dell'opera, si presenta poco inciso, talora obliterato, bordato da scarpate dell'ordine di appena un metro, con un deflusso idrico non perenne, in quanto saltuario ed effimero per gran parte dell'anno.

Per quanto riguarda i processi morfologici in atto, nel corso dei sopralluoghi non si sono rilevati, nel tratto in cui è prevista l'opera, dei processi erosivi particolari in alveo, così come non sono emerse forme morfologiche ascrivibili all'azione diretta gravitativa nell'area più prossima all'opera, forme gravitative che invece si rinvencono sul versante di destra idrografica che si estende immediatamente a monte dell'opera che hanno determinato dei dissesti statici evidenti al fabbricato e agli accessori annessi esistenti. La stabilità comunque dell'area direttamente interessata dall'opera di attraversamento viene confermata dalle recenti norme del Piano di Riassetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI), secondo le **quali l'area in oggetto non ricade in area a Rischio Frana.**

3.2 CARATTERI LITOLOGICI

La realizzazione di n°1 prova penetrometrica statica in corrispondenza della sponda destra in cui è in progetto l'opera medesima, ubicata così come da planimetria allegata, ha permesso sia l'individuazione che la caratterizzazione dei litotipi presenti, oltre alla ricostruzione della loro sequenza stratigrafica locale, almeno fino alla profondità ritenuta significativa ai fini dello studio.

Da ciò è emersa la presenza, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, di un discreto spessore di sedimenti limoso argillosi mediamente consistenti *genesi eluvio-colluviale*, interdigitati con i *terreni torrentizio-palustri* depositi in epoca recente dell'elemento idrografico presente, al di sotto dei quali si rinvencono i sedimenti della *successione marina Pliocenica* costituiti da un'alternanza stratificata di argille siltose grigio-azzurrognole e sottili livelli sabbiosi caratterizzati da buone qualità geomeccaniche.

La locale successione dei terreni presenti in corrispondenza della verticale CPT1 investigata, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, può essere quindi così schematizzata:

- limo argilloso sabbioso da mt. 0.60 a mt. 6.2 dal p.c

-argilla stratificata a sabbia da mt. 6.2 dal p.c.

3.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Per ciò che concerne il quadro idrogeologico dell'area, benché nel corso della prova penetrometrica non sono state evidenziate manifestazioni idriche evidenti, risulta ipotizzabile nell'area la presenza di una e/o più falde di limitato spessore e di scarsa estensione areale impostate all'interno della porzione medio-basale dei terreni continentali, così è presumibile la presenza di piccoli acquiferi confinati all'interno degli orizzonti sabbiosi intercalati all'interno del substrato.

Verosimilmente la principale fonte di ricarica della falda suddetta rinvenuta nell'area è dovuta all'infiltrazione delle acque provenienti dal versante retrostante, così come non può essere

esclusa come fonte di alimentazione le acque correnti superficiali dell'elemento idrografico secondario alla luce della quota di imposta dell'alveo dello stesso.

Considerando lo spessore presunto degli acquiferi presenti, considerando la medio-bassa permeabilità dei terreni continentali in cui risulta impostata, è possibile prevedere complessivamente una modesta produttività degli stessi.

3.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Alcune caratteristiche geotecniche dei terreni sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali e dalla prova penetrometrica statica eseguita, secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Apollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori.

Inoltre i parametri medi dei termini del substrato Pliocenico non raggiunti nel corso della prova penetrometrica, sono stati desunti dalla bibliografia e/o da studi pregressi reperiti

Da quanto suddetto, le caratteristiche geomeccaniche di ogni singola unità litotecnica, equiparabili a quelle dei litotipi rinvenuti in corrispondenza dell'attraversamento più vicino, possono essere così riassunte:

| PARAMETRI | unità misura | Litotipo "a" limo argilloso- sabbioso | Litotipo "b" argilla stratificata a sabbia |
|-----------------|-----------------------|--|---|
| γ | (g/cmc) | 1,9 | 2.0 |
| $\gamma_{sat.}$ | (g/cmc) | 2,1 | - |
| γ'_k | (g/cmc) | 1.90 | 2.0 |
| Cu | (Kg/cm ²) | 0.6-1.3 | 2,7-3,5 |
| C _{uk} | (Kg/cm ²) | 0,6 | 2,7 |

| | | | |
|-----------------------|----------|----------|-----------------|
| C' | (Kg/cmq) | 0.0-0.05 | 0.2-0.4 |
| C'k | (Kg/cmq) | 0.3 | 0,3 |
| ϕ' | (gradi) | 21-23° | 23-26° (34-35°) |
| ϕ' k | (gradi) | 22° | 24° (34°) |
| Ed | (Kg/cmq) | 52-80 | 188-225 |
| Es | (Kg/cmq) | - | (381-430) |
| Dr % | | - | 61-64 |
| V | | 0,35 | 0.4 |
| a | | 0,4 | 0,4 |
| S _{med ult.} | (Kg/cmq) | - | 0,3 |
| Kh | (Kg/cm) | 0,6-1,0 | 2,6-3,1 |

() valori relativi agli orizzonti sabbiosi della formazione marina (litotipo "b")

La simbologia usata è la seguente:

| | |
|----------------------------------|---|
| γ | = peso di volume; |
| γ (sat.) | = peso di volume saturo |
| Cu | = coesione non drenata; |
| C' | = coesione drenata; |
| ϕ' | = angolo di attrito drenato; |
| γ' k, Cuk, C'k, ϕ' k | = parametri caratteristici* del terreno (DM08) |
| Ed | = modulo edometrico; |
| Es | = modulo di elasticità; |
| Dr | = densità relativa |
| n | = coefficiente di Poisson; |
| α | = coefficiente di adesione palo-terreno; |
| S _{med ult.} | = resistenza media ultima terreni incoerenti; |
| Kh | = coeff. di rigidezza laterale del terreno (palo del diam. 60 cm) |

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

$$XK = X_{med} \left(1 - \frac{COV}{2} \right)$$

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

| | |
|--------------------------|-----|
| Angolo di attrito F | 10% |
| Coesione | 40% |
| Modulo di comprimibilità | 40% |

3.5 CATEGORIE STRATIGRAFICHE, TOPOGRAFICHE ED AZIONI SISMICHE (Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008)

Sulla base dei risultati della prova penetrometrica statica effettuata al sito può essere attribuito la categoria “C” di sottosuolo, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS,30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Considerando la Posizione del sito: **Latitudine 43.1996** e **Longitudine 13.5267**, la **Classe d’uso II** (Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie, ecc.) e una **Vita nominale di anni 50** (per opere ordinarie), si ottiene:

| | SLO (periodo di ritorno =30 anni) | SLD (periodo di ritorno =50 anni) | SLV (periodo di ritorno =475 anni) | SLC (periodo di ritorno =975 anni) |
|---------|--|--|---|---|
| a_g | 0,055 | 0,069 | 0,179 | 0,234 |
| F_0 | 2,448 | 2,433 | 2,434 | 2,456 |
| T_c^* | 0,273 | 0,293 | 0,335 | 0,344 |

SLO = Stato Limite di Operatività
SLD = Stato Limite di Danno
SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita
SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

Coefficienti sismici

Categoria sottosuolo C
 Categoria topografica T1

| Ss | SLO | SLD | SLV | SLC |
|------------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,44 | 1,36 |
| Cc | | | | |
| Coeff. funz. categoria | 1,61 | 1,58 | 1,50 | 1,49 |
| St | | | | |
| Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,016 | 0,021 | 0,062 | 0,089 |
| kv | 0,008 | 0,010 | 0,031 | 0,045 |
| Amax [m/s ²] | 0,803 | 1,018 | 2,528 | 3,119 |
| Beta | 0,200 | 0,200 | 0,240 | 0,280 |

3.6 INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO-TECNICO

Alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dell'area, **si esprime parere favorevole circa la fattibilità geologica dell'opera.**

In questo caso, il progetto prevede a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati** collegate in testa da un plinto.

-Fondazioni

Alla luce delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti, si consiglia di porre a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati**, ben armati per tutta la lunghezza e fortemente collegati in testa fra loro, intestati all'interno della formazione marina (*argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b").

I pali quindi dovranno essere di una lunghezza tale da addentrarsi sufficientemente (3.5-5

diametri) nella formazione marina (*Argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b") il cui tetto risulta ipotizzato, almeno in corrispondenza della sponda destra, ad una profondità di 6.2 mt. rispetto all'attuale piano campagna in corrispondenza della prova penetrometrica realizzata. La lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

Per il dimensionamento della nuova fondazione, si dovrà far riferimento a quanto stabilito e dalle *Nuove Norme Tecniche delle costruzioni (DM2008)*, i cui principi e tabelle riassuntive sono stati precedentemente riportati in dettaglio, così come per il calcolo della portanza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le relazioni di Terzaghi ed altri precedentemente elencate.

A titolo di esempio si riportano i valori di portanza utile per un palo singolo privo di interazione con gli altri elementi fondali, di diverso diametro, calcolati sulla verticale Cpt5 (vedi sezione geologica allegata in appendice).

Considerando quindi il piano di cantiere a livello dell'attuale piano campagna, (vedi sezione geologica allegata in appendice) ed adottando le relazioni suesposte si ottiene:

NB: Nel calcolo della portanza dei pali si è trascurato a favore della sicurezza, il contributo della portanza laterale fornito dai primi 3.0 metri di terreno a fini cautelativi, in quanto soggetti ad alterazione superficiale nonché a decompressione, mentre per la restante lunghezza dei pali intestata all'interno dei sedimenti continentali medio-fini (*limo argilloso sabbioso* -litotipo "a") si è utilizzato il valore caratteristico della coesione non drenata pari a $C_u=6$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$. Per il tratto dei pali invece intestata all'interno della formazione marina (*Argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b") si è assunto un valore di coesione caratteristico pari a $C_{uk}=27$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$, ed un $S_{med.ult}$ di 3.0 t/mq di estrema cautela per gli orizzonti sabbiosi, considerando un rapporto Argilla/sabbia medio di 2 a 1.

Verticale Cpt5

Approccio 1 -Combinazione 1 - A1+M1+R1

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|---|----|----|----|----|
| | | | | |

| | | | | |
|------|----|--------|-------|--------|
| 0,40 | 12 | 30,52 | 49,59 | 47,12 |
| 0,50 | 12 | 47,69 | 61,98 | 64,51 |
| 0,60 | 12 | 68,67 | 74,38 | 84,15 |
| 0,70 | 12 | 93,47 | 86,78 | 106,03 |
| 0,80 | 12 | 122,08 | 99,17 | 130,15 |

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

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 17,95 | 37,84 | 32,82 |
| 0,50 | 12 | 28,05 | 46,39 | 43,79 |
| 0,60 | 12 | 40,40 | 54,93 | 56,08 |
| 0,70 | 12 | 54,98 | 63,48 | 69,69 |
| 0,80 | 12 | 71,81 | 72,03 | 84,62 |

(* Circolare n.617 del 02/02/09 del Ministero delle Infrastrutture (C6. Progettazione Geotecnica, pag.203)

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|--------|
| 0,40 | 12 | 22,61 | 43,12 | 38,66 |
| 0,50 | 12 | 35,33 | 53,90 | 52,48 |
| 0,60 | 12 | 50,87 | 64,68 | 67,97 |
| 0,70 | 12 | 69,24 | 75,46 | 85,11 |
| 0,80 | 12 | 90,43 | 86,24 | 103,92 |

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = portanza di punta (ton);

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

Rd = portanza totale (ton);

* Alla lunghezza dei pali va detratto e/o aggiunto il valore in metri dell'eventuale differenza di quota tra il piano campagna attuale considerata nei calcoli e quella del piano di progetto reale.

Si reputa necessario verificare, in fase esecutiva, la profondità del tetto del sub-strato, soprattutto in corrispondenza della sponda opposta a quella dove è stata eseguita la prova penetrometrica statica, ciò perché il tetto del substrato in cui dovranno essere necessariamente intestati i pali di fondazione, potrebbe essere ubicato a profondità differenti, rispetto al valore ipotizzato e riportato sulle sezioni geologiche.

Si consiglia pertanto di fare particolare attenzione in occasione della realizzazione dei pali, interrompendo lo scavo degli stessi solo dopo il raggiungimento del substrato marino, considerando che nel calcolo della portanza si è tenuto conto che i pali dovranno essere **tutti** di una lunghezza tale da addentrarsi per una profondità minima di 4.0 metri nella formazione marina (*profondità a cui si riferiscono i calcoli delle portanze sopra riportati*).

Nel caso l'interasse dei pali, attualmente non conosciuto, risultasse tale da determinare una sovrapposizione dei bulbi delle pressioni, l'opera andrà dimensionata come una palificata.

Nel caso i carichi di esercizio risultassero superiori a quelli calcolati e tabulati per pali di diverso diametro e lunghezza, si consiglia di optare per un aumento della lunghezza piuttosto che un incremento del diametro dei pali, visto il progressivo accrescimento del grado di sovraconsolidazione e quindi delle caratteristiche geomeccaniche del substrato con la profondità.

Alla luce del quadro idrogeologico riscontrato nell'area, risulta ipotizzabile la presenza di un falda freatica di limitata potenza impostata alla base del deposito alluvionale, per cui si consiglia di realizzazione le opere fondali nel periodo compreso tra Agosto-Settembre e soprattutto di eseguire il getto dei pali, dopo lo scavo, con estrema celerità, al fine di evitare il crollo delle pareti di scavo a seguito di abbondanti venute d'acqua in foro che renderebbe necessario l'utilizzo di camicie (ipotesi probabile) per la realizzazione dei pali di fondazione.

Visto il grado di consolidazione del substrato di fondazione, si tralascia il calcolo dei cedimenti, in quanto trascurabili e comunque perfettamente accettabili dalla strutture da realizzare.

I valori di K_h relativi ai terreni in questione sono stati calcolati secondo la relazione precedentemente riportata prendendo in considerazione pali del diametro di 60 cm.; tali valori sono stati tabulati a pag.6 (si è utilizzato un E_b pari a 285.000).

Nelle verifiche degli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali dovranno essere applicati i coefficienti parziali γ_{777} specificati nella successiva Tab.6.4.VI precedentemente riportata, così come la resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento, mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

C_d = valore limite dell'effetto delle azioni.

4) Attraversamento Case Moschini (lotto II)

La struttura in esame rappresenta un'opera di attraversamento ad una unica campata, che permetterà al tratto di condotta fognaria di superare in sospensione l'alveo di un elemento idrografico secondario denominato sulle tavole IGM 1:25.000 Fosso La Fusa, rappresentante un modesto affluente di destra del Fiume Ete Morto.

4.1 UBICAZIONE E CARATTERI GEOMORFOLOGICI

L'opera in progetto ricade nel tratto medio-inferiore dell'area di studio, in località Case Moschini, nella zona di confine tra i territori comunali di Monte San Giusto e Monte San Pietrangeli, confine che viene delimitato in questo tratto dall'alveo del fosso medesimo, ad una distanza di circa 1.8 Km, in direzione Nord, dal centro storico cittadino dell'abitato di Monte San Pietrangeli.

Morfologicamente l'opera, posta ad una quota topografica di 73 mt. sopra il livello medio del mare, ricade nel tratto terminale dell'alveo del Fosso La Fusa che in questo settore presenta un tracciato sinuoso sino alla confluenza con l'asta fluviale principale del Fiume Ete Morto posto appena 100 mt più a valle

L'alveo del fosso, nel tratto dove è prevista la realizzazione dell'opera, si presenta mediamente inciso, bordato da scarpate dell'altezza di 2,5-3,0 mt., con un deflusso idrico piuttosto modesto per gran parte dell'anno.

Per quanto riguarda i processi morfologici in atto, nel corso dei sopralluoghi sono stati rilevati dei processi erosivi in alveo, ed in particolare dei processi di erosione di sponda localizzabili principalmente sulle scarpate esterne dei meandri, così come è stato individuato e cartografato un corpo gravitativo ascrivibile all'azione diretta della gravità lungo il tratto di versante medio-inferiore di destra del fosso in esame, al quale è stato assegnato un grado di attività quiescente.

Il corpo gravitativo suddetto, caratterizzato da “avvallamenti” e “rotture di pendio” evidenti, può essere ricondotto ad una lenta e generale plasticizzazione dei terreni prevalentemente pelitici della coltre detrico-colluviale, mentre tra i fattori predisponenti possono essere annoverati sia i processi di erosione di sponda alla base del versante, sia la presenza di una spiccata circolazione idrica sotterranea.

L'area di dissesto in esame non viene evidenziata dal Piano di Riassetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI), che in questo tratto invece non individua **aree a Rischio Frana.**

4.2 CARATTERI LITOLOGICI

L'inaccessibilità attuale dell'area dovuta alla mancanza di strade di accesso alla zona di intervento, non ha reso possibile l'esecuzione di prove in sito finalizzate all'individuazione e la caratterizzazione dei litotipi presenti nel sottosuolo e quindi il modello geologico-tecnico dell'area il quale dovrà essere ricostruito necessariamente in fase esecutiva attraverso una adeguata campagna geognostica espletata con prove in sito sia dirette (sondaggi) che indirette (prove penetrometriche, di laboratorio, ecc.).

Sulla base comunque della informazioni emerse dall'esecuzione di prove in sito effettuate su aree morfologicamente e geologicamente simili, può essere ipotizzata la presenza, al di sotto di un limitato spessore di terreno vegetale, di un discreto spessore di sedimenti limoso argillosi mediamente consistenti *genesi eluvio-colluviale*, al di sotto dei quali si rinvencono i sedimenti della *successione marina Pliocenica* costituiti da un'alternanza stratificata di argille siltose grigio-azzurrognole e sottili livelli sabbiosi caratterizzati da buone qualità geomeccaniche.

4.3 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Per ciò che concerne il quadro idrogeologico dell'area, risulta ipotizzabile nell'area la presenza di una e/o più falde di limitato spessore e di scarsa estensione areale impostate all'interno della porzione medio-basale dei terreni continentali, così è presumibile la presenza di piccoli

acquiferi confinati all'interno degli orizzonti sabbiosi intercalati all'interno del substrato.

Verosimilmente la principale fonte di ricarica della falda suddetta rinvenuta nell'area è dovuta all'infiltrazione delle acque provenienti dal versante retrostante, così come non può essere esclusa come fonte di alimentazione le acque correnti superficiali dell'elemento idrografico secondario alla luce della quota di imposta dell'alveo dello stesso.

Considerando lo spessore presunto degli acquiferi presenti, considerando la medio-bassa permeabilità dei terreni continentali in cui risulta impostata, è possibile prevedere complessivamente una modesta produttività degli stessi.

4.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Alcune caratteristiche geotecniche dei terreni sono stati ottenuti dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali e dalla prova penetrometrica statica eseguita, secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Apollonia, Begemann, Schmertmann Gardner ed altri recenti autori.

Inoltre i parametri medi dei termini del substrato Pliocenico non raggiunti nel corso della prova penetrometrica, sono stati desunti dalla bibliografia e/o da studi pregressi reperiti

Da quanto suddetto, le caratteristiche geomeccaniche di ogni singola unità litotecnica, equiparabili a quelle dei litotipi rinvenuti in corrispondenza dell'attraversamento più vicino, possono essere così riassunte:

| PARAMETRI | unità misura | Litotipo "a" argilla limosa sabbioso | Litotipo "b" argilla stratificata a sabbia |
|-----------|----------------------|---|---|
| γ | (g/cm ³) | 1,9 | 2.0 |

| | | | |
|-----------------------|-----------------------|----------|-----------------|
| $\gamma_{sat.}$ | (g/cm ³) | 2,1 | - |
| γ'_k | (g/cm ³) | 1.90 | 2.0 |
| Cu | (Kg/cm ²) | 0.6-1.3 | 2,7-3,5 |
| C _{uk} | (Kg/cm ²) | 0,6 | 2,7 |
| C' | (Kg/cm ²) | 0.0-0.05 | 0.2-0.4 |
| C' _k | (Kg/cm ²) | 0.3 | 0,3 |
| ϕ' | (gradi) | 21-23° | 23-26° (34-35°) |
| ϕ'_k | (gradi) | 22° | 24° (34°) |
| Ed | (Kg/cm ²) | 52-80 | 188-225 |
| Es | (Kg/cm ²) | - | (381-430) |
| Dr % | | - | 61-64 |
| <i>V</i> | | 0,35 | 0.4 |
| <i>a</i> | | 0,4 | 0,4 |
| S _{med ult.} | (Kg/cm ²) | - | 0,3 |
| Kh | (Kg/cm ²) | 0,6-1,0 | 2,6-3,1 |

() valori relativi agli orizzonti sabbiosi della formazione marina (litotipo "b")

La simbologia usata è la seguente:

| | |
|------------------------------------|--|
| γ | = peso di volume; |
| $\gamma_{sat.}$ | = peso di volume saturo |
| Cu | = coesione non drenata; |
| C' | = coesione drenata; |
| ϕ' | = angolo di attrito drenato; |
| $\gamma'_k, C_{uk}, C'_k, \phi'_k$ | = parametri caratteristici* del terreno (DM08) |
| Ed | = modulo edometrico; |
| Es | = modulo di elasticità; |
| Dr | = densità relativa |
| n | = coefficiente di Poisson; |
| α | = coefficiente di adesione palo-terreno; |
| S _{med ult.} | = resistenza media ultima terreni incoerenti; |
| Kh | = coeff. di rigidità laterale del terreno (palo del diam. 60 cm) |

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

$$XK = X_{med} \left(1 - \frac{COV}{2} \right)$$

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

| | |
|--------------------------|-----|
| Angolo di attrito F | 10% |
| Coesione | 40% |
| Modulo di comprimibilità | 40% |

4.5 CATEGORIE STRATIGRAFICHE, TOPOGRAFICHE ED AZIONI SISMICHE (Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14/01/2008)

Sulla base dei risultati della prova penetrometrica statica effettuata al sito può essere attribuito la categoria “C” di sottosuolo, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 mt, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS,30 compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT,30 < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < Cu,30 < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

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

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

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Considerando la Posizione del sito: **Latitudine 43.1971** e **Longitudine 13.5576**, la **Classe d’uso II** (Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie, ecc.) e una **Vita nominale di anni 50** (per opere ordinarie), si ottiene:

| | | | | |
|--|--|--|---|---|
| | SLO (periodo di ritorno =30 anni) | SLD (periodo di ritorno =50 anni) | SLV (periodo di ritorno =475 anni) | SLC (periodo di ritorno =975 anni) |
|--|--|--|---|---|

| | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|
| ag | 0,054 | 0,069 | 0,179 | 0,235 |
| Fo | 2,447 | 2,432 | 2,434 | 2,451 |
| TC* | 0,273 | 0,293 | 0,335 | 0,344 |

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

Coefficienti sismici

Categoria sottosuolo C
 Categoria topografica TI

| | | | | |
|------------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Ss | SLO | SLD | SLV | SLC |
| Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,44 | 1,35 |
| Cc | | | | |
| Coeff. funz. categoria | 1,61 | 1,57 | 1,51 | 1,49 |
| St | | | | |
| Amplificazione topografica | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

| Coefficienti | SLO | SLD | SLV | SLC |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|
| kh | 0,015 | 0,019 | 0,062 | 0,098 |
| kv | 0,007 | 0,009 | 0,031 | 0,049 |
| Amax [m/s ²] | 0,801 | 1,015 | 2,531 | 3,110 |
| Beta | 0,180 | 0,180 | 0,240 | 0,310 |

4.6 INDICAZIONI DI CARATTERE GEOLOGICO-TECNICO

Alla luce delle caratteristiche geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geomeccaniche dell'area, **si esprime parere favorevole circa la fattibilità geologica dell'opera.** La sua realizzazione dovrà essere opportunamente calibrata con le successive indagini di dettaglio, da espletare necessariamente in fase esecutiva, che permetteranno di valutare anche la natura e la geometria del corpo gravitativo individuato nel corso del sopralluogo, il grado di attività dello stesso e di conseguenza prevedere delle adeguate misure compensative di carattere geologico-tecnico (drenaggi, ecc.) e/o costruttive (paratie discontinue, ecc.)

Per ciò che concerne l'opera, il progetto prevede a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati** collegate in testa da un plinto.

-Fondazioni

Alla luce delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni presenti, si consiglia di porre a sostegno dell'attraversamento da realizzare delle **fondazioni profonde su pali trivellati**, ben armati per tutta la lunghezza e fortemente collegati in testa fra loro, intestati all'interno della formazione marina (*argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b").

I pali quindi dovranno essere di una lunghezza tale da addentrarsi sufficientemente (3.5-5 diametri) nella formazione marina (*Argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b") il cui tetto risulta ipotizzato, ad una profondità di 6.0 mt. rispetto all'attuale piano campagna. La lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

Per il dimensionamento della nuova fondazione, si dovrà far riferimento a quanto stabilito e dalle ***Nuove Norme Tecniche delle costruzioni (DM2008)***, i cui principi e tabelle riassuntive sono stati precedentemente riportati in dettaglio, così come per il calcolo della portanza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le relazioni di Terzaghi ed altri precedentemente elencate.

A titolo di esempio si riportano i valori di portanza utile per un palo singolo privo di interazione con gli altri elementi fondali, di diverso diametro, calcolati sulla verticale Cpt1 (vedi sezione geologica allegata in appendice).

Considerando quindi il piano di cantiere a livello dell'attuale piano campagna, (vedi sezione geologica allegata in appendice) ed adottando le relazioni suesposte si ottiene:

NB: Nel calcolo della portanza dei pali si è trascurato a favore della sicurezza, il contributo della portanza laterale fornito dai primi 3.0 metri di terreno a fini cautelativi, in quanto soggetti ad alterazione superficiale nonché a decompressione, mentre per la restante lunghezza dei pali intestata all'interno dei sedimenti continentali medio-fini (*limo argilloso sabbioso -litotipo "a"*) si è utilizzato il valore caratteristico della coesione non drenata pari a $C_u=6$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$. Per il tratto dei pali invece intestata all'interno della formazione marina (*Argilla stratificata a sabbia* -litotipo "b") si è assunto un valore di coesione caratteristico pari a $C_{uk}=27$ t/mq con un coefficiente di adesione palo-terreno $\alpha=0,4$, ed un Smed.ult di 3.0 t/mq di estrema cautela per gli orizzonti sabbiosi, considerando un rapporto Argilla/sabbia medio di 2 a 1.

Verticale tipo

Approccio 1 -Combinazione 1 - A1+M1+R1

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|--------|-------|--------|
| 0,40 | 12 | 30,52 | 49,59 | 47,12 |
| 0,50 | 12 | 47,69 | 61,98 | 64,51 |
| 0,60 | 12 | 68,67 | 74,38 | 84,15 |
| 0,70 | 12 | 93,47 | 86,78 | 106,03 |
| 0,80 | 12 | 122,08 | 99,17 | 130,15 |

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

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|-------|
| 0,40 | 12 | 17,95 | 37,84 | 32,82 |
| 0,50 | 12 | 28,05 | 46,39 | 43,79 |
| 0,60 | 12 | 40,40 | 54,93 | 56,08 |
| 0,70 | 12 | 54,98 | 63,48 | 69,69 |
| 0,80 | 12 | 71,81 | 72,03 | 84,62 |

(*) Circolare n.617 del 02/02/09 del Ministero delle Infrastrutture (C6. Progettazione Geotecnica, pag.203)

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3

| D | L* | Rb | Rs | Rd |
|------|----|-------|-------|--------|
| 0,40 | 12 | 22,61 | 43,12 | 38,66 |
| 0,50 | 12 | 35,33 | 53,90 | 52,48 |
| 0,60 | 12 | 50,87 | 64,68 | 67,97 |
| 0,70 | 12 | 69,24 | 75,46 | 85,11 |
| 0,80 | 12 | 90,43 | 86,24 | 103,92 |

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = portanza di punta (ton);

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

Rd = portanza totale (ton);

* Alla lunghezza dei pali va detratto e/o aggiunto il valore in metri dell'eventuale differenza di quota tra il piano campagna attuale considerata nei calcoli e quella del piano di progetto reale.

Si reputa necessario verificare, in fase esecutiva, la profondità reale del tetto del sub-strato in cui dovranno essere necessariamente intestati i pali di fondazione, su entrambe le sponde attraverso la realizzazione di un'adeguata campagna geognostica, perché il tetto del substrato potrebbe essere ubicato a profondità differenti, rispetto al valore ipotizzato e riportato sulle sezioni geologiche.

Si consiglia pertanto di fare particolare attenzione in occasione della realizzazione dei pali, interrompendo lo scavo degli stessi solo dopo il raggiungimento del substrato marino,

considerando che nel calcolo della portanza si è tenuto conto che i pali dovranno essere **tutti** di una lunghezza tale da addentrarsi per una profondità minima di 4.0 metri nella formazione marina (*profondità a cui si riferiscono i calcoli delle portanze sopra riportati*).

Nel caso l'interasse dei pali, attualmente non conosciuto, risultasse tale da determinare una sovrapposizione dei bulbi delle pressioni, l'opera andrà dimensionata come una palificata.

Nel caso i carichi di esercizio risultassero superiori a quelli calcolati e tabulati per pali di diverso diametro e lunghezza, si consiglia di optare per un aumento della lunghezza piuttosto che un incremento del diametro dei pali, visto il progressivo accrescimento del grado di sovraconsolidazione e quindi delle caratteristiche geomeccaniche del substrato con la profondità.

Alla luce del quadro idrogeologico riscontrato nell'area, risulta ipotizzabile la presenza di un falda freatica di limitata potenza impostata alla base del deposito alluvionale, per cui si consiglia di realizzazione le opere fondali nel periodo compreso tra Agosto-Settembre e soprattutto di eseguire il getto dei pali, dopo lo scavo, con estrema celerità, al fine di evitare il crollo delle pareti di scavo a seguito di abbondanti venute d'acqua in foro che renderebbe necessario l'utilizzo di camicie (ipotesi probabile) per la realizzazione dei pali di fondazione.

Visto il grado di consolidazione del substrato di fondazione, si tralascia il calcolo dei cedimenti, in quanto trascurabili e comunque perfettamente accettabili dalla strutture da realizzare.

I valori di K_h relativi ai terreni in questione sono stati calcolati secondo la relazione precedentemente riportata prendendo in considerazione pali del diametro di 60 cm.; tali valori sono stati tabulati a pag.6 (si è utilizzato un E_b pari a 285.000).

Nelle verifiche degli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali dovranno essere applicati i coefficienti parziali γ_{777} specificati nella successiva Tab.6.4.VI precedentemente riportata, così come la resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento, mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la

compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione nel rispetto della condizione:

$$\mathbf{Ed} \leq \mathbf{Cd}$$

dove:

Ed = *valore di progetto dell'azione;*

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

7 - CONCLUSIONI

Alla luce dei risultati emersi nel corso del presente studio si esprime complessivamente parere favorevole in merito alla fattibilità dell'opera in esame. Considerando l'estensione delle opere in progetto e le problematiche incontrate, appare indispensabile un adeguato approfondimento delle caratteristiche geologiche e del modello geotecnico delle aree nella fase esecutiva, verosimilmente per ogni singolo lotto di condotta in progetto, attraverso l'acquisizione di ulteriori ed indispensabili dati di carattere geologico-tecnico e di stabilità gravitativa delle aree ritenute "critiche" in questa fase di studio. In tal modo si potrà meglio definire la progettazione esecutiva delle opere e individuare con precisione eventuali interventi compensativi volti al mantenimento dell'integrità dell'opera nel tempo.

Dr. Geol. ALBERTO CONTI

Dr. Geol. FABIO DEL MORO

Porto Sant'Elpidio li 11 marzo 2010

Dr. Geol. Alberto Conti

Dr. Geol. Fabio Del Moro