

**RELAZIONE GEOLOGICA E GEOLOGICO-TECNICA
SUI TERRENI DI FONDAZIONE, INTERESSATI DAL
POTENZIAMENTO STRADALE ASSE DELLE INDUSTRIE
NORD-SUD, TRAMITE LA REALIZZAZIONE DI
SOTTOPASSO SUL VIAIE NAM DINH E SVINCOLO SAN
PAOLO-GALCIANA NEL COMUNE DI PRATO.**

COMMITTENTE: Spett.le. **COMUNE DI PRATO**
SERVIZIO “4G” – Mobilità, Ambiente
Grandi Infrastrutture e Protezione Civile.
Piazza Mercatale, 2
PRATO

Prato, 15 novembre 2010

IL TECNICO INCARICATO
Dott. Geol. Simone CORTI

INDICE

| | | |
|------------|---|---------|
| 1. | PREMESSA | Pag. 1 |
| 2. | IL PROGETTO | Pag. 2 |
| 3. | SITUAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA | Pag. 3 |
| 4. | INDAGINI GEOGNOSTICHE | Pag. 6 |
| 4.1 | Sondaggio a carotaggio continuo | Pag. 6 |
| 4.2 | Prove penetrometriche dinamiche (SPT) | Pag. 6 |
| 4.2.1 | <u>Elaborazione dei dati</u> | Pag. 7 |
| | 4.2.1.1 <i>Determinazione della Densità relativa (DR)</i> | Pag. 8 |
| | 4.2.1.2 <i>Angolo di attrito ϕ</i> | Pag. 8 |
| | 4.2.1.3 <i>Determinazione del modulo di deformazione edometrica</i> | Pag. 8 |
| 4.3 | Prove penetrometriche statiche (CPT) | Pag. 9 |
| 4.3.1 | <u>Determinazione della densità relativa</u> | Pag. 11 |
| 4.3.2 | <u>Determinazione della resistenza al taglio</u> | Pag. 11 |
| 4.3.3 | <u>Determinazione del modulo di deformazione edometrica</u> | Pag. 12 |
| 4.3.4 | <u>Determinazione del grado di sovraconsolidazione</u> | Pag. 12 |
| 4.4 | Indagine MASW | Pag. 14 |
| 4.4.1 | <u>Acquisizione dei dati</u> | Pag. 15 |
| 4.5 | Misure piezometriche | Pag. 19 |
| 5. | SITUAZIONE GEOLOGICA E GEOLOGICO-TECNICA | Pag. 20 |
| 5.1 | Riassunto parametri dei terreni in situ | Pag. 22 |
| 6. | SITUAZIONE IDROGEOLOGICA | Pag. 23 |
| 7. | FATTIBILITA' DEL PROGETTO | Pag. 24 |
| 7.1 | Rischio idraulico | Pag. 26 |
| 8. | CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO | Pag. 27 |
| 8.1 | Vita Nominale delle strutture – VN | Pag. 27 |
| 8.2 | Classe d'uso – Cu | Pag. 27 |
| 8.3 | Periodo di riferimento per l'azione sismica - VR | Pag. 28 |
| 9. | AZIONE SISMICA | Pag. 29 |
| 9.1 | Stati limite e relative probabilità di superamento | Pag. 29 |
| 9.2 | Tempo di ritorno | Pag. 29 |
| 9.3 | Condizioni topografiche | Pag. 30 |
| 9.4 | Amplificazione stratigrafica | Pag. 30 |
| 9.5 | Amplificazione topografica | Pag. 31 |
| 9.6 | Zone sismiche | Pag. 31 |
| 9.7 | Spettro di risposta elastica del sito | Pag. 32 |
| 9.8 | Parametri sismici | Pag. 34 |
| 9.9 | Coefficienti sismici | Pag. 34 |
| 10. | SCAVI | Pag. 37 |

| | |
|---------------------------------------|---------|
| 11. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE | Pag. 40 |
| 12. COEFFICIENTE DI SPINTA | Pag. 42 |
| 13. CONCLUSIONI | Pag. 43 |

ALLEGATI

- AII. 1 – ELABORATI DI PROGETTO**
- AII. 2 – STRATIGRAFIA E FOTO SONDAGGIO**
- AII. 3 – CERTIFICAZIONI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE**
- AII. 4 – RELAZIONE DI CALCOLO FRONTI DI SCAVO**

1. PREMESSA

Su richiesta del Comune di Prato, il sottoscritto Dott. Geol. Simone CORTI è stato incaricato di eseguire uno studio geologico e geologico-tecnico sui terreni di fondazione, interessati dalla realizzazione del potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato (Fig. 1).

Per la predisposizione del presente studio, oltre alle conoscenze personali ed alle informazioni bibliografiche sull'area, sono stati utilizzati i risultati di una specifica indagine geognostica, consistita nell'esecuzione di n° 1 sondaggio a carotaggio continuo e n° 2 prove penetrometriche statiche, eseguite direttamente nell'area d'intervento.

Il terreno investigato inoltre con indagine sismica presenta valore della velocità media di propagazione delle onde di taglio, entro i primi 30 metri (V_{s30}), di **288,0 m/sec**. Per valori di V_{s30} comprese fra 180 m/s e 360 m/s e in funzione della quota di appoggio delle fondazioni, si può considerare, in base alla nuova normativa, la **categoria di sottosuolo C**.

La presente relazione, che costituisce l'adempimento finale dell'incarico conferitomi, è stata redatta in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008, alla Circolare del 2 febbraio 2009 e all'allegato al voto n° 36 del 27 luglio 2007 del C.S.L.P., con lo scopo di analizzare le caratteristiche geologico-tecniche dei terreni caratterizzanti l'area in oggetto e di supportare la progettazione strutturale.

Lo strutturista ha richiesto l'inserimento della struttura in progetto nella Classe d'Uso III.

2. IL PROGETTO

L'intervento edilizio in progetto prevede la realizzazione di un sottopasso stradale sul Viale Nam Dinh per collegare l'abitato di San Paolo con l'area del nuovo complesso ospedaliero in località Galciana. Il nuovo sottopasso, comprese le rampe, presenterà lunghezza di circa 270,0 m e larghezza di circa 30,0 m. Nella porzione centrale il sottopasso avrà altezza totale di circa 4,5 m circa ed in superficie sarà realizzata una rotonda.

In allegato sono presentate le caratteristiche generali del progetto.

3. SITUAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

L'area in esame, con topografia pianeggiante, è posta ad una quota media di circa 52,3 m s.l.m. e fa parte della prima periferia occidentale dell'aggregato urbano della Città di Prato. In particolare dista a circa 650 m in direzione nord nord-est dalla "Declassata" ed a circa 800 m in direzione sud dalla linea ferroviaria Lucca-Firenze.

Dal punto di vista geologico l'area di intervento edilizio rappresenta la parte centro settentrionale del bacino fluvio-lacustre di Firenze Prato e Pistoia (Foglio 106 della Carta Geologica d'Italia), depressione tettonica formatasi nel tardo Pliocene, in seguito ai movimenti distensivi che interessarono l'intera regione Toscana a partire dall'area Tirrenica.

In conseguenza della formazione dell'area depressionaria si è inizialmente instaurato un ambiente di deposizione lacustre dal quale si è passati, nel Quaternario recente, ad una fase di deposizione alluvionale. In questo periodo allo sbocco nel paleolago dei principali immissari è avvenuta la sedimentazione dei materiali grossolani derivati dall'intensa erosione ad opera dei corsi d'acqua provenienti da aree in forte sollevamento tettonico. Questo ha portato alla formazione di un sistema di conoidi alluvionali (nel caso i fiumi Bisenzio a NE, Ombrone a NW e Paleo-Ema a SE).

L'area di intervento, come visibile dallo schema geologico di Fig. 1, è posta sui depositi alluvionali del Quaternario recente.

L'area indagata è collocata nella porzione terminale della conoide alluvionale del Fiume Bisenzio. Quest'ultima si sviluppa a partire dal punto di sbocco del Fiume nella piana, presso S. Lucia in direzione NNE-SSW per una lunghezza di circa 10 Km. Trasversalmente all'asse principale la conoide si apre a ventaglio fino a raggiungere verso NW l'abitato di Agliana e verso SE quello di Campi Bisenzio, dove il fiume attualmente scorre lungo il ramo esterno della sua conoide.

In tutta l'area di conoide i terreni di sottosuolo possono essere distinti in tre unità sedimentologiche corrispondenti alla sovrapposizione temporale di ambienti di sedimentazione diversi; sono presenti dal basso verso l'alto depositi tipicamente lacustri, depositi di delta conoide, depositi di esondazione recenti.

In prossimità del punto di ingresso nel bacino del Fiume Bisenzio, si depositavano materiali grossolani, costituiti in prevalenza da ghiaie con clasti ben arrotondati a litologia prevalentemente arenacea in scarsa matrice limo-sabbiosa.

Spostandosi dai margini verso il centro del bacino questi sedimenti si

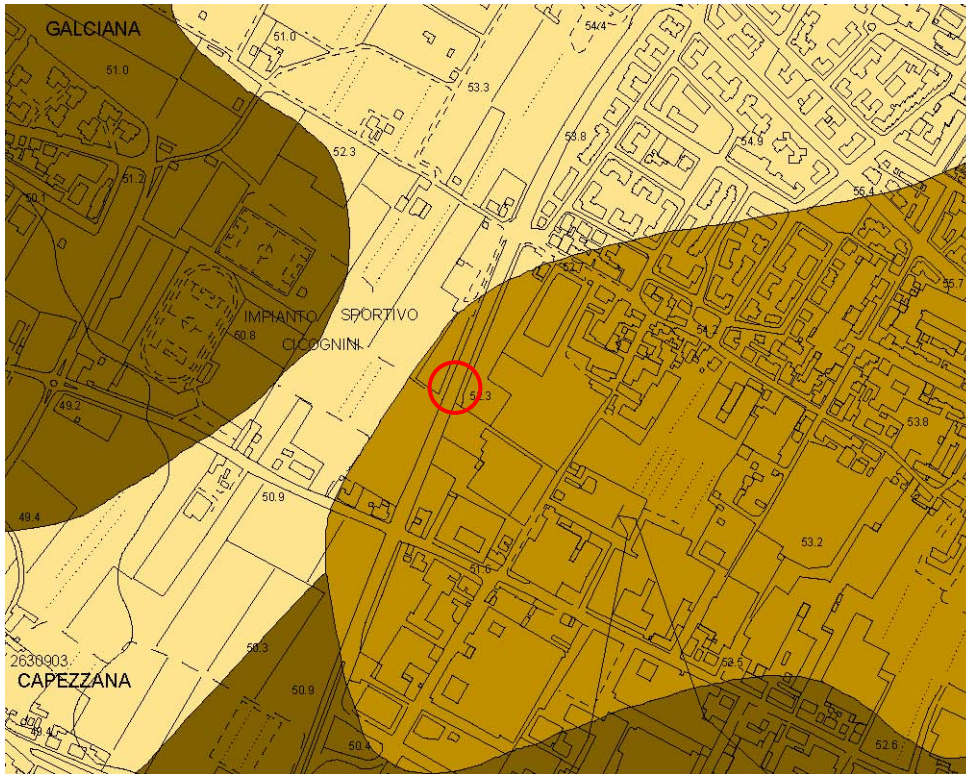
interdigitavano a depositi fini caratterizzati da limi-argillosi e argille-limose, con frequenti livelli di lignite e di torba. La frequenza e lo spessore di queste lenti di ghiaie diminuisce gradatamente spostandosi verso le zone più distali della conoide caratterizzate da ambienti di sedimentazione ad energia più bassa. Questo testimonia che l'area di Prato corrispondeva a quella di un delta conoide, nel quale l'ambiente di sedimentazione passava da quello di una conoide fluviale a quello di un delta-lacustre. Questi due ambienti sedimentari si succedevano sia arealmente che temporalmente in funzione della prevalenza o meno degli apporti solidi rispetto alla subsidenza del bacino. Quando l'apporto solido era abbondante si determinava un avanzamento della conoide entro il lago, quando invece era la subsidenza a prevalere era il lago ad avanzare sulla conoide.

L'evoluzione sedimentaria del bacino è andata verso un aumento dell'apporto clastico, nell'area di Prato le ghiaie sono divenute prevalenti e la conoide è definitivamente avanzata nella pianura fin quasi al margine opposto del lago, come testimoniato dalla presenza di un livello pressoché continuo di materiali più grossolani posto in prossimità della superficie.

In conseguenza del graduale riempimento del lago, nel Quaternario recente si sono impostati nel bacino di Firenze, Prato e Pistoia ambienti sedimentari di tipo fluviale e palustre che hanno determinato la formazione di un livello superficiale continuo di argille, limi argillosi con componente sabbiosa variabile che presenta spessore minimo, circa 1 metro, in corrispondenza delle zone più marginali, mentre in quelle centrali può raggiungere lo spessore massimo di circa 10 m.

Lo spessore complessivo della successione fluvio-lacustre assume i valori massimi in corrispondenza dell'area di Campi Bisenzio dove raggiunge circa 600 metri. Di questi solo la porzione più superficiale di poche decine di metri è imputabile alla deposizione fluviale e palustre. E' comunque quest'ultima coltre di terreni che riveste la maggior importanza per lo studio in oggetto.

Nell'area di studio, come deducibile dal lavoro «Gli acquiferi profondi tra Firenze e Pistoia» di F. Capecchi, G. Guazzone e G. Pranzini (bollettino degli ingegneri n. 12 - 1975), lo spessore della coltre fluvio-lacustre sovrastante il substrato roccioso è almeno 50,0 metri.

**LEGENDA**

| Geolitologia | |
|---------------------|------------------------------------|
| Abc | Inclinazione |
| ↗ ... ↘ | Affioramenti Rocciosi |
| | ↗ misura di strato |
| | ↘ misura di strato rovesciato |
| — ··· — | Discontinuità tettonica |
| — | — linea di faglia |
| — | — linea di faglia probabile |
| ■ ... ▨ | Geolitologia |
| ■ | ■ arenarie |
| ■ | ■ argille |
| ■ | ■ argilliti |
| ▨ | ▨ argilliti area con scarsa o ... |
| ▨ | ▨ argilliti e marne con livelli... |
| ▨ | ▨ argilliti e marne con livelli... |
| ■ | ■ basalti |
| ▨ | ▨ basalti area con scarsa o... |
| ▨ | ▨ brecce area con scarsa o... |
| ▨ | ▨ brecce ofiolitiche |
| ■ | ■ calcari e calcari marnosi |
| ▨ | ▨ calcari e calcari marnosi ... |
| ■ | ■ calcari fini |
| ■ | ■ ciottoli e ghiaie |



Area di intervento

Fig. 1 - Carta Geologica e Geomorfologia estratta da PS. Scala 1:10.000.

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per la predisposizione del presente studio, oltre alle conoscenze personali ed alle informazioni bibliografiche sull'area, sono stati utilizzati i risultati di una specifica indagine geognostica che ha previsto l'esecuzione di:

- 1) n° 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 25,0 m (S1), dal p.c. attuale;
- 2) esecuzione di n° 3 prove penetrometriche dinamiche S.P.T. eseguite nel foro di sondaggio;
- 3) esecuzione di n° 2 prove penetrometriche statiche continue CPT spinte fino alla profondità di 4,6 m dal p.c. attuale (CPT1 e CPT2);
- 4) misurazione del livello idrico sotterraneo nel foro del sondaggio S1;
- 5) indagine sismica tipo MASW.

La fig. 2 mostra l'esatta ubicazione delle indagini in relazione alla planimetria dell'intervento in progetto.

4.1 Sondaggio a carotaggio continuo

Nel periodo 04-05 agosto 2010 i tecnici della TECNA S.r.l. di Arezzo hanno eseguito, con l'ausilio di una sonda PUNTEL PX-2 su trattore Same Leopard, n° 1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto fino a profondità di 25,0 m dal p.c. attuale. La perforazione è stata eseguita con il sistema ad aste e carotiere ϕ 101 mm, la protezione del foro è stata ottenuta con l'ausilio di un tubo di rivestimento in ferro ϕ 127 mm, infisso a rotazione con circolazione di acqua. Le carote estratte sono state esaminate, raccolte in cassette catalogatrici e fotografate. La sequenza dei terreni incontrati è riportata nella stratigrafia allegata. Nelle foto sono visibili le carote estratte e raccolte nelle apposite cassette catalogatrici.

4.2 Prove penetrometriche dinamiche S.P.T.

Nel corso dei sondaggi geognostici in corrispondenza degli orizzonti più francamente incoerenti sono state eseguite, in avanzamento, n° 3 prove

penetrometriche dinamiche S.P.T. a punta aperta per verificare il grado di resistenza dei terreni incoerenti incontrati.

La prova consiste nel far cadere un maglio di 63,5 Kg da una altezza di 76,0 cm su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste, in modo tale da permettere l'avanzamento nel terreno di una punta conica a geometria nota.

Nel corso della prova viene registrato il numero dei colpi necessari per far avanzare la punta chiusa nel terreno per tre tratti successivi di 15 cm.

La somma dei colpi necessari per l'infissione degli ultimi 30 cm dà il corrispondente valore di resistenza N_{SPT} .

Le prove penetrometriche hanno fornito i seguenti risultati

| Sondaggio | Profondità (in m da p.c.) | Standard Penetration Test (numero colpi) | Nspt (numero colpi/30cm) | Descrizione litologica |
|------------------|--------------------------------------|---|---|-----------------------------------|
| S1 | 4,0-4,45 | 13-15-10 | 25 | Ghiaia e sabbia in matrice limosa |
| | 10,50-10,95 | 11-16-19 | 35 | Ghiaia e sabbia |
| | 18,0-18,45 | 17-8-10 | 18 | Ghiaia e sabbia in matrice limosa |

Tab. 1 - Risultati delle prove S.P.T.

4.2.1 Elaborazione dei dati

I risultati delle prove S.P.T. sono stati elaborati e correlati empiricamente con i parametri geotecnici del terreno.

Sono state utilizzate correlazioni riferite a terreni incoerenti per la Densità Relativa (DR), Angolo di attrito (Φ), Modulo Edometrico (Ed); in considerazione della natura prevalentemente argillosa dei depositi fini si è eseguito una correlazione empirica rispetto al valore della coesione non drenata (C_u).

I valori di N_{spt} sono stati normalizzati per tenere conto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, riferendoli ad un valore unitario della pressione litostatica efficace $\sigma_0 = 0,1$ MPa, utilizzando la seguente formula suggerita da Jamilkowski (1985)

$$N_n = C_n N_{spt}$$

dove

N_{spt} = numero di colpi

N_n = numero di colpi normalizzato

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

$$C_n = 1/(\sigma'_{\sigma})^{0,56}$$

I risultati sono esposti nella tabella 2.

| Sondaggi | Profondità (metri) | Nspt (numero colpi/30 cm) | Numero colpi normalizzato ad 0,1 Mpa |
|-----------|--------------------|---------------------------|--------------------------------------|
| S1 | 4,2 | 25 | 28 |
| | 10,7 | 35 | 23 |
| | 18,2 | 18 | 9 |

Tab. 2 - Normalizzazione delle prove S.P.T

4.2.1.1 Determinazione della Densità relativa (DR)

Per la correlazione fra Nspt e la densità relativa DR è stato utilizzato il grafico di Gibbs e Holtz (1957). I valori ottenuti sono stati confrontati con quelli derivanti dal metodo di Meyerhof (1957). Secondo Meyerhof:

$$DR = 21 [Nspt/(\sigma_0 + 0,7)]^{0,5}$$

4.2.1.2 Angolo di attrito ϕ

Indicazioni sul valore dell'angolo di attrito, funzione della densità relativa del deposito e della litologia, possono essere ottenute utilizzando il grafico di Schmertmann (1977).

I risultati ottenuti sono stati confrontati con quanto ottenuto da De Mello (1971).

4.2.1.3 Determinazione del modulo di deformazione edometrica

Per valutare la compressibilità dei terreni detritici è stata utilizzata la correlazione di Shultze e Menzebach che prende a riferimento i risultati ottenuti dalla prova penetrometrica dinamica correlandoli al Modulo Edometrico (Ed)

$$Ed = c_1 + c_2 N_n \pm SE$$

dove

Ed = Modulo edometrico (MPa)

Nn = Numero colpi normalizzato

SE = Deviazione standard

- per sabbie e ghiaie

c1 = 3,80 MPa

c2 = 1,05 MPa

SE = 9,32 MPa

4.3 Prove penetrometriche statiche (C.P.T.)

Al fine di definire le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione in data 30 luglio 2010, con l'ausilio di un penetrometro statico-dinamico Pagani da 10 ton tipo TG 63-100 EML.C, sono state eseguite n° 2 prove penetrometriche statiche continue (C.P.T.). I sondaggi penetrometrici statici offrono il vantaggio di abbinare alla notevole rapidità di esecuzione la possibilità di derivare utili elementi circa le caratteristiche litotecniche dei terreni attraversati. La prova consiste nell'infissione nel terreno, per mezzo di martinetto idraulico, della punta penetrometrica e delle aste collegate e nella misura, eseguita ogni 20 cm, della resistenza alla penetrazione alla punta (Rp), della resistenza per attrito laterale locale sul manicotto (Rl) e di quella totale all'avanzamento delle aste (Rt). I valori opportunamente elaborati permettono di ricostruire litologicamente i terreni attraversati e di stimare i valori delle principali proprietà geotecniche degli stessi.

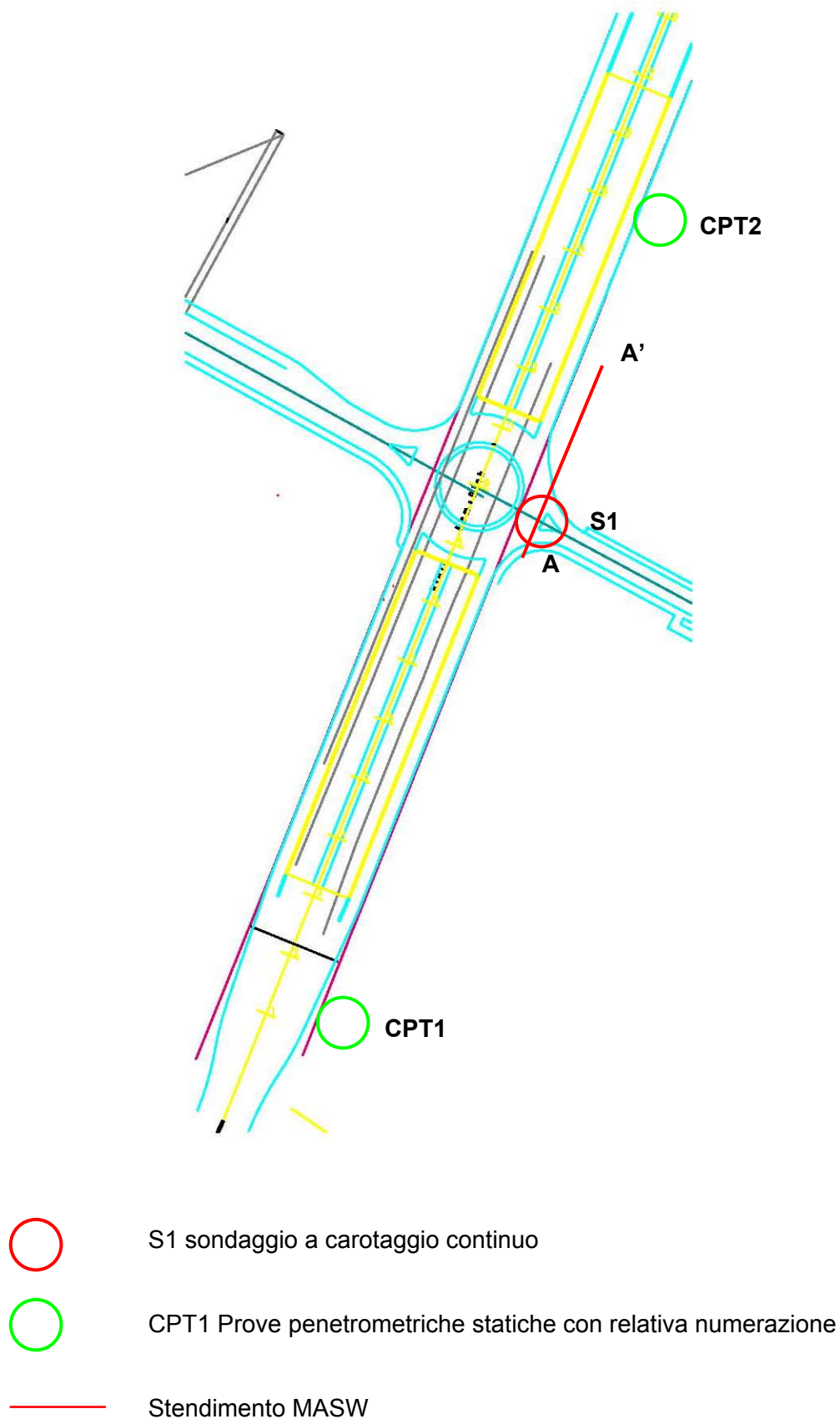


Fig. 2 – Planimetria schematica dello stato sovrapposto con ubicazione delle indagini effettuate.

4.3.1 Determinazione della densità relativa

La determinazione della densità relativa dei terreni incoerenti è stata eseguita con riferimento alla correlazione di Baldi G. et al, 1982 in funzione del valore di resistenza alla punta e delle pressioni litostatica efficace (Fig.3).

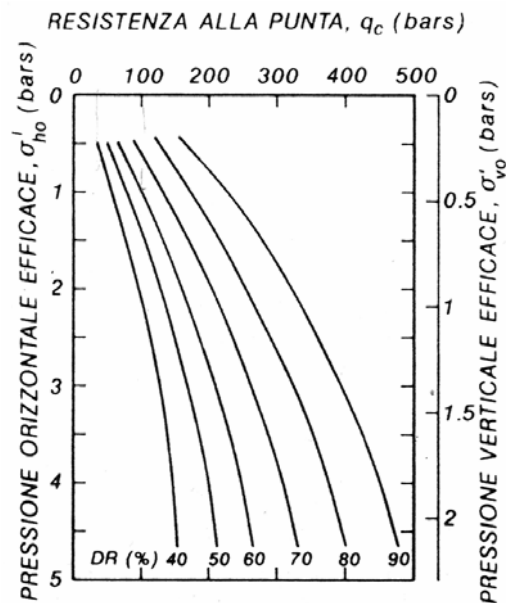


Fig. 3 – Relazione tra resistenza alla punta, densità relativa e pressioni efficaci agenti in sito. Da Baldi et al., 1982

4.3.2 Determinazione della resistenza al taglio

Per terreni non coesivi la determinazione della resistenza al taglio (angolo di attrito) è stata effettuata mediante l'interpretazione del metodo di Durgunoglu e Mitchell, 1975 secondo quanto illustrato in Fig. 4.

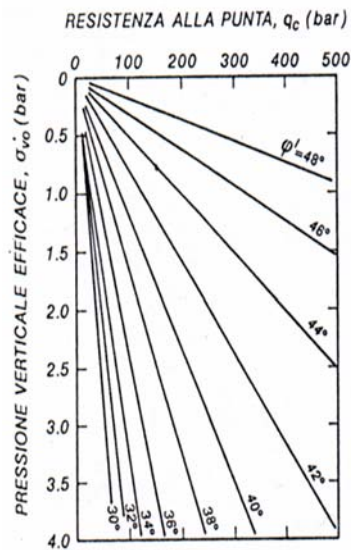


Fig. 4 – Relazione tra resistenza alla punta ed angolo di attrito drenato (ϕ')

Per terreni coesivi è stato stimato il valore di coesione non drenata C_u mediante la relazione:

$$C_u = \frac{Rp - \sigma'_0}{Nk}$$

dove: Nk è un coefficiente pari a 20 per penetrometro a punta meccanica (Mayne e Kemper, 1988)

4.3.3 Determinazione del modulo di deformazione edometrica

Per terreni coesivi il modulo di compressibilità edometrica è valutato secondo la relazione di Mitchell e Gardner (1971-75).

$$M = \alpha Rp$$

Il coefficiente α è stimato in funzione del valore della Rp e della natura del terreno, indicativamente è stato assunto come:

$$\alpha = -2.3/Rp + 6.61 \quad \text{per } Rp < 2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 2 \quad \text{per } Rp > 2 \text{ MPa}$$

4.3.4 Determinazione del grado di sovraconsolidazione

La valutazione del grado di sovraconsolidazione dei campioni è stata ottenuta utilizzando la procedura di Casagrande (1936).

Il grado di sovraconsolidazione OCR è per definizione il rapporto fra la pressione verticale effettiva massima cui è andato soggetto un elemento di terreno, e la pressione verticale effettiva attualmente agente su quello stesso elemento. Un

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

deposito di terreno può essere sovraconsolidato ($OCR > 1$), normalmente Consolidato ($OCR = 1$) o sottoconsolidato ($OCR < 1$).

La conoscenza di OCR è importante nella progettazione geotecnica poiché, a parità di incremento di tensione applicata, la deformazione di un terreno normalconsolidato (NC) sono molto maggiori di quelle di un terreno sovraconsolidato (OC).

L'andamento del grado di sovraconsolidazione può essere stimato approssimativamente attraverso le prove penetrometriche statiche mediante la seguente formula:

$$\left(\frac{Cu}{\sigma_v'} \right)_{oc} = \left(\frac{Cu}{\sigma_v'} \right)_{NC} OCR^m$$

Il primo membro è stato stimato per ciascuna misura penetrometrica utilizzando la seguente equazione:

$$\left(\frac{Cu}{\sigma_v'} \right) = \left(\frac{qc - \sigma_v'}{N_K \sigma_v'} \right)$$

con N_K pari a 20 per penetrometro meccanico.

L'analogo rapporto per terreni normalconsolidati è stato ottenuto attraverso il valore dell'indice di plasticità del deposito utilizzando la seguente equazione:

$$\left(\frac{Cu}{\sigma_v'} \right)_{NC} = 0.11 + 0.0037IP \qquad OCR = \left[\frac{\frac{Cu}{\sigma_v'}}{0.19} \right]^{1.25}$$

4.4 Indagine MASW

La recente Normativa sismica nazionale (OPCM 3274 - 2003 e succ. modifiche ed integrazioni, D.M. 14.01.08 N.T.C.) riprendendo l'Eurocodice 8, impone la classificazione sismica del sottosuolo in base al parametro VS_{30} per la progettazione in zona sismica.

Tale parametro, che rappresenta la velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30m di sottosuolo, può essere calcolato noti gli spessori degli strati presenti nei primi 30 m di profondità e la velocità di propagazione delle onde S all'interno di ogni strato.

Nel presente lavoro si è preso in esame il metodo di prospezione sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) metodologia non invasiva, effettuata il 30 luglio 2010, che consente di ottenere un modello verticale delle VS, a partire dalle modalità di propagazione e velocità delle onde di superficie a diverse frequenze, in particolare le onde di Rayleigh.

Le onde di Rayleigh, viaggiano con una velocità correlata alla rigidezza della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e interessano gli strati più profondi del suolo (vedi Fig. 5).

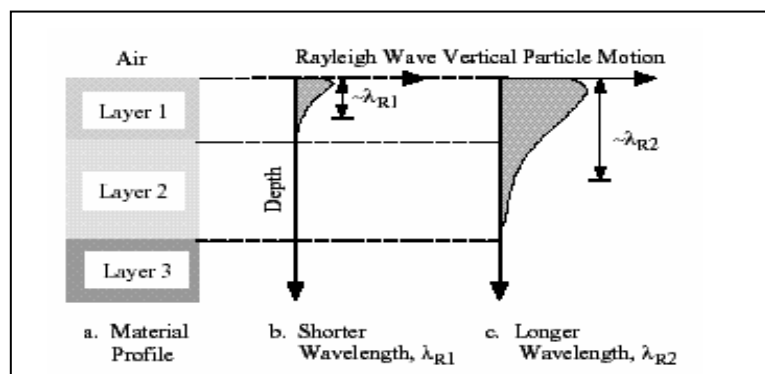


Fig. 5 - La profondità investigata dalle onde di Rayleigh dipende dalla lunghezza d'onda, dalla velocità delle onde di taglio V_s e dalla frequenza. (Stokoe II and Santamarina, 2000).

Quindi onde di Rayleigh di diversa lunghezza d'onda forniscono informazioni a diverse profondità del sito.

Le informazioni sulla velocità delle onde di taglio V_s del sito fornite sono da intendersi come informazioni medie lungo la profondità.

Il metodo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidezza del suolo.

Il metodo MASW consiste in tre fasi:

- (1) calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale,
- (2) calcolo della velocità di fase apparente numerica,
- (3) individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson ν), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase sperimentale e la velocità di fase numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo della velocità equivalente nei primi 30 m di profondità V_{s30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

4.4.1 Acquisizione dei dati

I dati sono stati acquisiti con un sismografo Dolang 24 bit 24 canali lungo una linea sismica con interasse geofonico pari a 2 m intervallo di campionamento di 2 ms e finestra di campionamento pari a 2 s. La Figura 6 riporta le tracce registrate dei dati acquisiti.

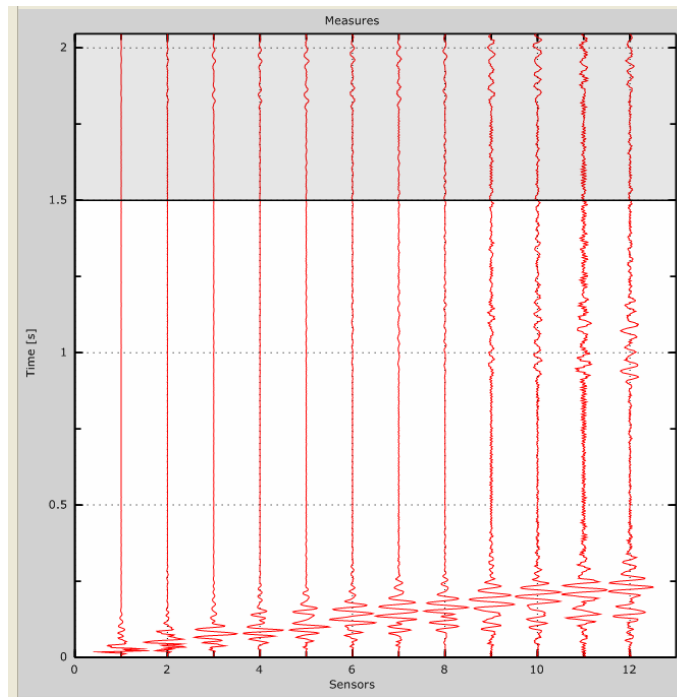


Fig. 6 – Tracce dei dati acquisiti

A partire dalla rappresentazione delle velocità verticali dell'intero campo di moto nel dominio frequenza numero d'onda (Fig. 6) viene estratta la curva di dispersione apparente sperimentale nell'intervallo di frequenza compreso tra 2 e 70 Hz che come detto caratterizza gli strati più superficiali (30 m) di terreno (Fig. 7).

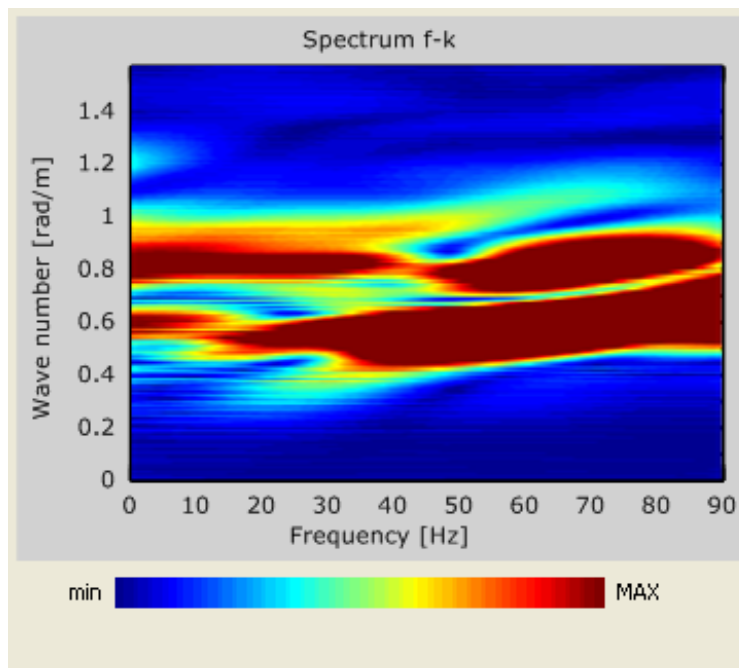


Fig. 7 - Spettro delle velocità verticali dell'intero campo di moto.

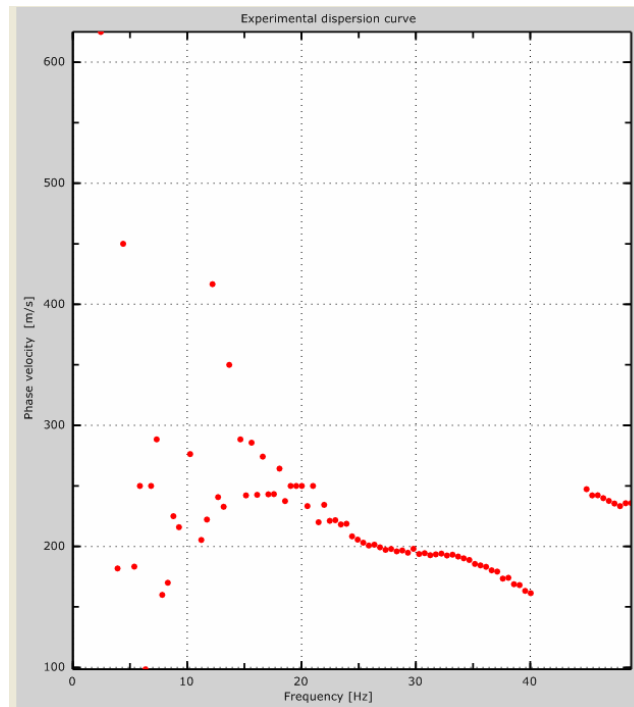


Fig. 8 – Curva di dispersione apparente sperimentale estratta dalla rappresentazione spettrale dell'intero campo di moto e sua discretizzazione

Una volta ricostruita e discretizzata la curva di dispersione sperimentale ne viene generata una calcolata e sovrapposta a quella sperimentale modificando la curva calcolata fino ad avere una buona sovrapposizione con quella sperimentale (Fig. 9).

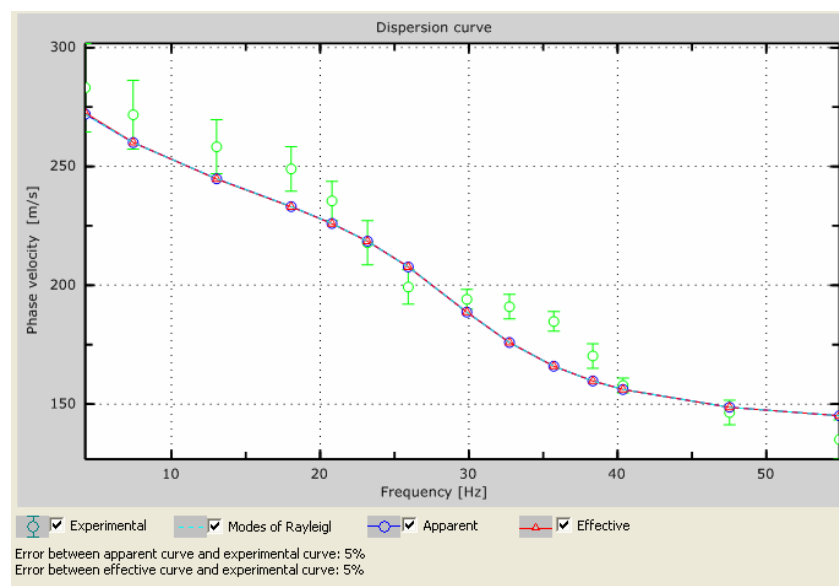


Fig. 9 - Confronto tra la curva sperimentale e quella calcolata

È a questo punto possibile passare a definire un profilo di velocità del substrato sul quale calcolare la $V_s 30$ (Fig. 10).

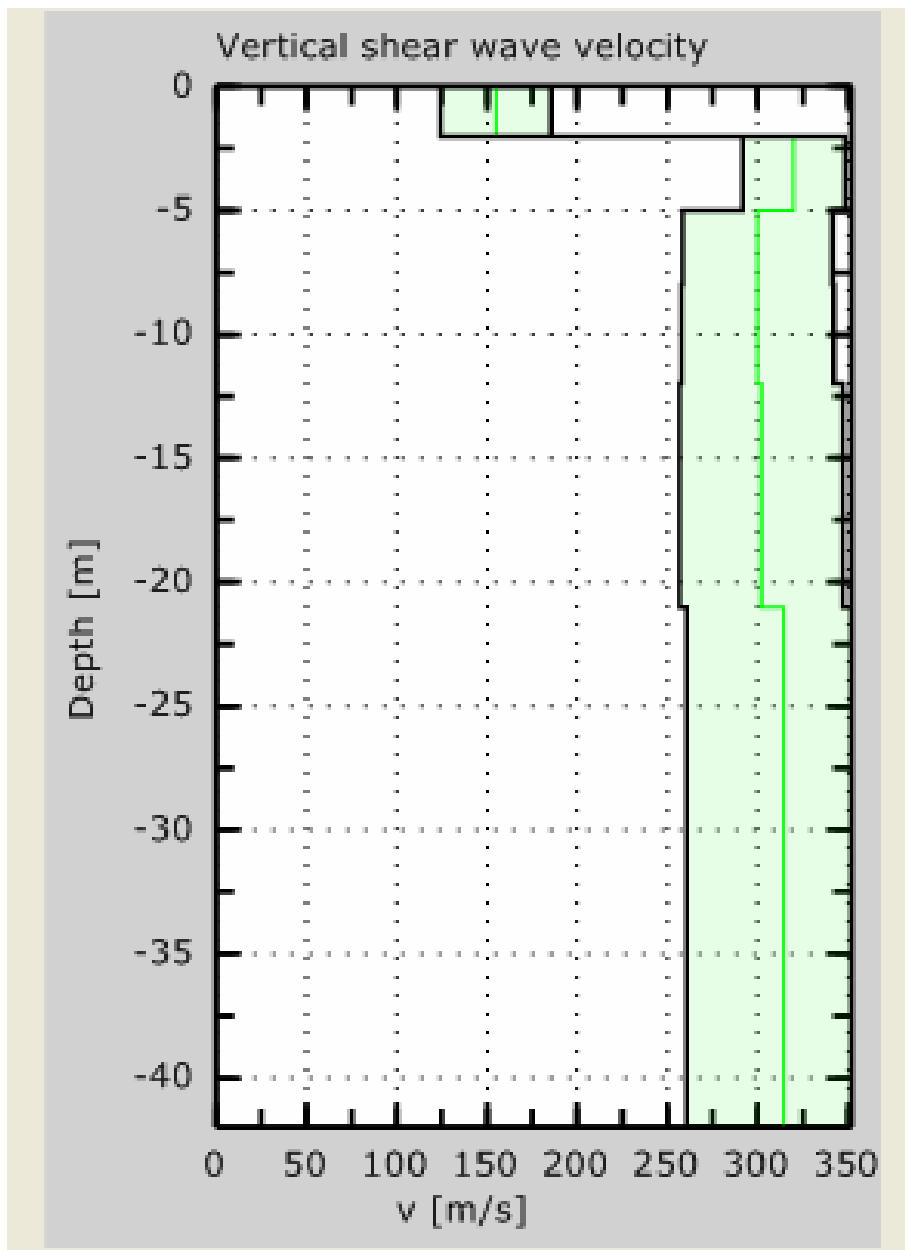


Fig. 10 – Andamento della velocità V_s con la profondità

La velocità $V_s 30$ per il terreno in esame è pari a 288 m/s per quanto concerne la velocità di propagazione delle onde di taglio il suolo in esame ricade nella **categoria C** che prevede velocità delle onde V_s comprese tra 180 e 360 m/s.

4.5 Misure piezometriche

Nel foro del sondaggio S1 è stata effettuata una misura del livello della falda freatica prima dell'inizio della perforazione del secondo giorno quando la perforazione aveva raggiunto la profondità di 20,40 metri dal p.c.

I risultati ottenuti sono presentati nella tabella 2.

| MISURE PIEZOMETRICHE (profondità dal piano di campagna in metri) | |
|---|----------|
| DATA | 05/08/10 |
| Piezometro S1 Boccaforo= + 0.00 m Profondità 20,40 m | 16,00 m |

Tabella 3 - Misure piezometriche.

5. SITUAZIONE GEOLOGICA E GEOLOGICO-TECNICA

La caratterizzazione geologica e geologico-tecnica dei terreni di fondazione è stata effettuata utilizzando i risultati delle indagini geognostiche, associati alle conoscenze geologiche dell'area.

I terreni del sottosuolo indagato sono stati suddivisi in due diverse unità geologico tecniche denominate come unità A e B. L'andamento nel sottosuolo delle unità è riportato in Fig. 11, effettuato lungo la sezione longitudinale di progetto.

La schematizzazione svolta ha esclusivamente il significato di semplificare la comprensione del quadro geologico di riferimento; nella realtà il passaggio fra le diverse unità geotecniche avviene con una terminazione graduale di terreni di litologia simile caratterizzati da valori di resistenza via via crescenti.

Unità A: limo argilloso sabbioso:

Questa unità è presente da 0,4 m dal p.c. in corrispondenza della prova CPT2 e da circa 1,0 m dal p.c. in corrispondenza della prova CPT1 per la presenza di materiale di riporto, fino alla profondità di circa 3,4 m in corrispondenza della prova CPT2, circa 4,0 m dal p.c. in corrispondenza della prova CPT1 ed a circa 3,2 m dal p.c. in corrispondenza del sondaggio S1.

Questa unità è costituita da limo argilloso, limo argilloso sabbioso ed argilla da consistente a molto consistente. All'interno di questa unità sono presenti piccolissime lenti di sabbia, sabbia limosa e sabbia argilloso limosa.

I materiali descritti denotano un comportamento prevalentemente coesivo determinato dall'abbondanza della frazione limoso argillosa.

I terreni di questa unità sono stati indagati da tutte le verticali di indagine e per la parametrazione geotecnica degli stessi sono stati utilizzati i soli risultati delle correlazioni per le prove penetrometriche CPT.

Dalle prove penetrometriche statiche CPT è emerso che i valori di resistenza alla punta penetrometrica statica (R_p) presentano un valore minimo variabile da 10 kg/cm² per la prova CPT1 a 26 kg/cm² per la prova CPT2, un valore massimo variabile da 49 kg/cm² per la prova CPT1 a 43 kg/cm² per la prova CPT2 ed un valore medio variabile da 27 kg/cm² per la prova CPT1 a 35 kg/cm² per la prova CPT2.

Conseguentemente i valori di resistenza al taglio in termini di pressioni totali (verifiche a breve termine) si assestano su un valore medio di coesione non drenata C_u di $1,5 \text{ kg/cm}^2$ (150 Kpa). I valori di resistenza in termini di pressioni efficaci (verifiche a lungo termine) si assestano su un valore medio di angolo di attrito ϕ' di 25° .

I moduli edometrici caratteristici dell'unità risultano in valore medio di circa 60 kg/cm^2 (600 Kpa). Infine il valore del peso di volume si attesta su un valore medio di $\gamma = 1,95 \text{ Kg/cm}^3$.

Da un punto di vista geologico i terreni dell'unità A possono essere identificati come sedimenti di esondazione alluvionale depositati in aree stagnanti (depositi fluvio-palustri).

Unità B: Ghiaia e sabbia eterometrica poligenica

Sotto l'unità A fino alla profondità indagata con il sondaggio S1 (25,0 m) è presente questa unità costituita prevalentemente da ghiaia e sabbia spesso immerse in matrice limo argillosa con piccole lenti con spessore inferiore al metro di limi argillosi. I clasti sono di natura prevalentemente arenacea ed in minor misura calcarea sia a spigoli vivi che arrotondati con dimensioni da millimetrici a decimetrici. La matrice limoso argillosa si presenta di colore variabile dal nocciola al marrone.

Tale unità è stata parametrizzata nella sua parte superficiale sia dalle prove penetrometriche statiche che dalle prove SPT (4,2 m) ed in profondità (10,75 m – 18,20 m) dalle sole prove SPT eseguite nel foro del sondaggio.

Dalla correlazioni precedentemente espresse questo orizzonte presenta un grado di addensamento medio che si attesta intorno a $D_r = 62\%$, un angolo di attrito interno medio e quindi di picco di circa $\phi = 37^\circ$, un modulo edometrico $E=24,5 \text{ Mpa}$ ed infine un peso di volume di $\gamma = 2,2 \text{ Kg/cm}^3$.

Sotto l'aspetto geologico i terreni esaminati possono essere considerati come materiale alluvionale in ambiente di conoide.

5.1 Riassunto parametri dei terreni in situ

In considerazione dei dati a disposizione e dell'importanza delle opere si riporta di seguito il riassunto della caratterizzazione geotecnica dei terreni:

VALORI MEDI

| Litologia | γ (kN/m ³) | Cu (kg/cm ²) | ϕ' (°) | M _{ed} (KN/m ²) |
|---|-------------------------------|--------------------------|-------------|--------------------------------------|
| Unità A (da 0,0 m a -3,6 m dal p.c.) | 19,5 | 1,5 | 25 | 5880 |
| Unità B (da -3,6 m a -25,0 m dal p.c.) | 22,0 | 0 | 37 | 24000 |

VALORI CARATTERISTICI

| Litologia | γ (kN/m ³) | Cu (kg/cm ²) | ϕ' (°) | M _{ed} (KN/m ²) |
|---|-------------------------------|--------------------------|-------------|--------------------------------------|
| Unità A (da 0,0 m a -3,6 m dal p.c.) | 19,5 | 0,9 | 21 | 5880 |
| Unità B (da -3,6 m a -25,0 m dal p.c.) | 22,0 | 0 | 31 | 24000 |

6. SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

La situazione idrogeologica dell'area oggetto di studio è strettamente condizionata dai terreni presenti nell'area in esame che quasi totalmente sono costituiti da sedimenti fini, in particolare argille e limi in proporzioni variabili. Tali terreni presentano sempre una conducibilità idraulica da bassa a bassissima.

Ciò induce a ritenere che questi materiali presentino genericamente una scarsa attitudine come acquiferi, benché siano, sia per loro stessa natura che per il contesto geomorfologico nel quale si trovano, saturi.

Comunque la situazione è in stretta dipendenza con la granulometria dei terreni di sottosuolo, e quindi al coefficiente di permeabilità che localmente può dar luogo a fenomenologie piuttosto diverse.

Come ampiamente documentato da Ladini *et al.* («La falda idrica della conoide di Prato», 1990 - Acque sotterranee) il principale corpo acquifero della conoide di Prato, nel quale è presente la prima falda libera del sottosuolo, risulta compreso nei primi 55 m dal p.c. Di questo gli Autori hanno rilevato che lo spessore massimo in corrispondenza del sottosuolo di Prato, diminuisce spostandosi verso Sud, per annullarsi completamente all'altezza del Fiume Ombrone.

Le oscillazioni del livello idrico nel sottosuolo sono quindi riferite alle oscillazioni del livello della prima falda libera presente nel sottosuolo pratese contenuta nel corpo permeabile più superficiale della conoide del Fiume Bisenzio.

Dalla carta idrogeologica di supporto al PRG comunale redatta dal Dott. Geol. A. Tomei si ricava che nel periodo autunnale il livello idrico è valutabile ad una profondità dal p.c. di circa 32 m, mentre nella stagione primaverile la profondità di falda è stimata ad una profondità di 25 m. Come risulta ovvio, il primo corrisponde ad un periodo di magra mentre il secondo corrisponde ad un periodo di morbida.

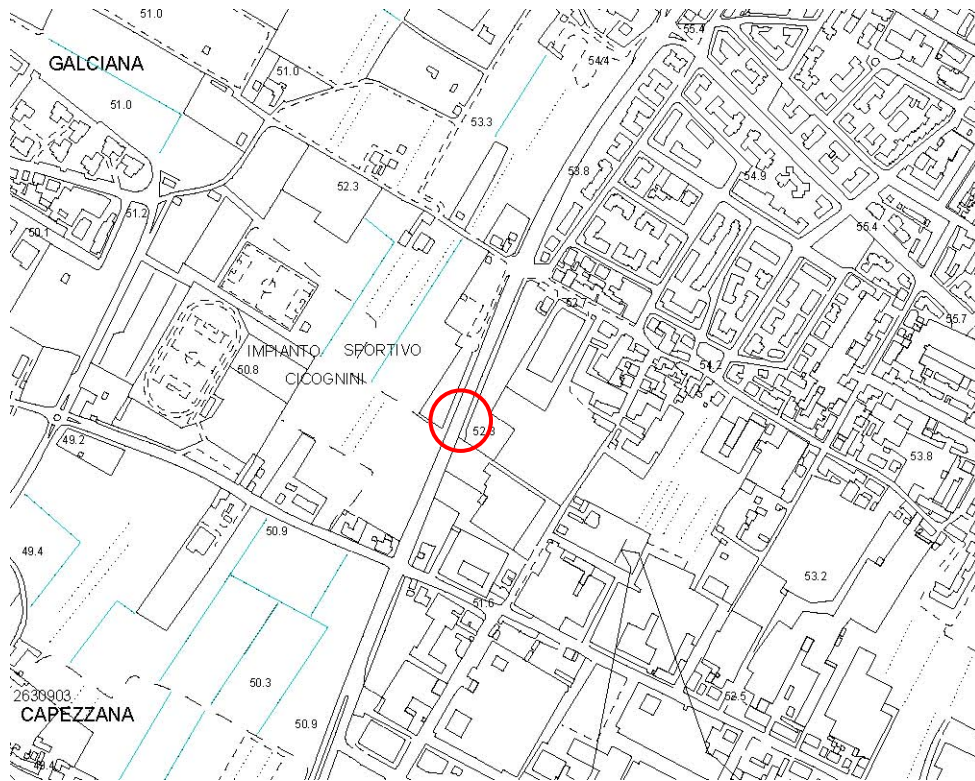
Le misure piezometriche eseguite lungo la verticale di Sondaggio S1 hanno rilevato la risalita del livello idrico di falda della pianura pratese sopra descritta; evidenziando la presenza di acqua a 16,0 m dal p.c. attuale, misura relativa ad un periodo di morbida idrogeologica.


7. FATTIBILITA' DEL PROGETTO

L'intervento edilizio in progetto insiste su un'area completamente pianeggiante, non determina condizioni di instabilità e non modifica negativamente le condizioni ed i processi geomorfologici dell'area. Il lotto è sulla pianura alluvionale Firenze-Prato-Pistoia. In questa zona sono presenti i terreni caratterizzati dalla presenza di depositi alluvionali di età quaternaria da imputare alla fase di colmamento del Bacino FI-PO-PT da parte dei corsi d'acqua principali presenti in zona.

Sotto l'aspetto geomorfologico l'area di intervento edilizio si presenta sostanzialmente stabile. Il dato è avvalorato dalla classificazione della documentazione geologica di supporto al PRG che definisce una **Classe 2 di Pericolosità** - Pericolosità bassa per i terreni in esame, che corrisponde a situazioni geologico-tecniche apparentemente stabili sulle quali però permangono dubbi che comunque potranno essere chiariti a livello di indagine geognostica di supporto alla progettazione edilizia.

In riferimento alla tabella riportata a pag. 44 della Relazione Tecnica di supporto al PRG a firma del Dott. Geol. A. Tomei, in cui vengono espressi i valori di fattibilità attribuiti ai diversi tipi di intervento previsti dal Piano in relazione alle caratteristiche di pericolosità del territorio, l'intervento edilizio è da inserire in **Fattibilità 2**; situazioni che non determinano particolari condizioni di attuazione in tutte le aree sia di pianura che di collina nelle quali non insistono particolari fenomeni di origine fisica e antropica da tenere in considerazione con adeguate soluzioni da adottare a livello progettuale.



 Area di intervento

LEGENDA

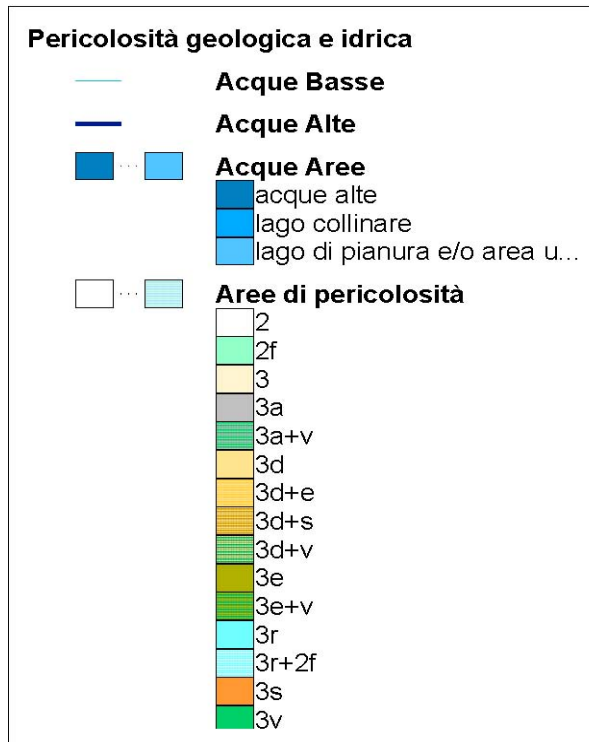


Fig. 12 – Pericolosità geologica (Del.C.R.n.94/85, P.I.T.).

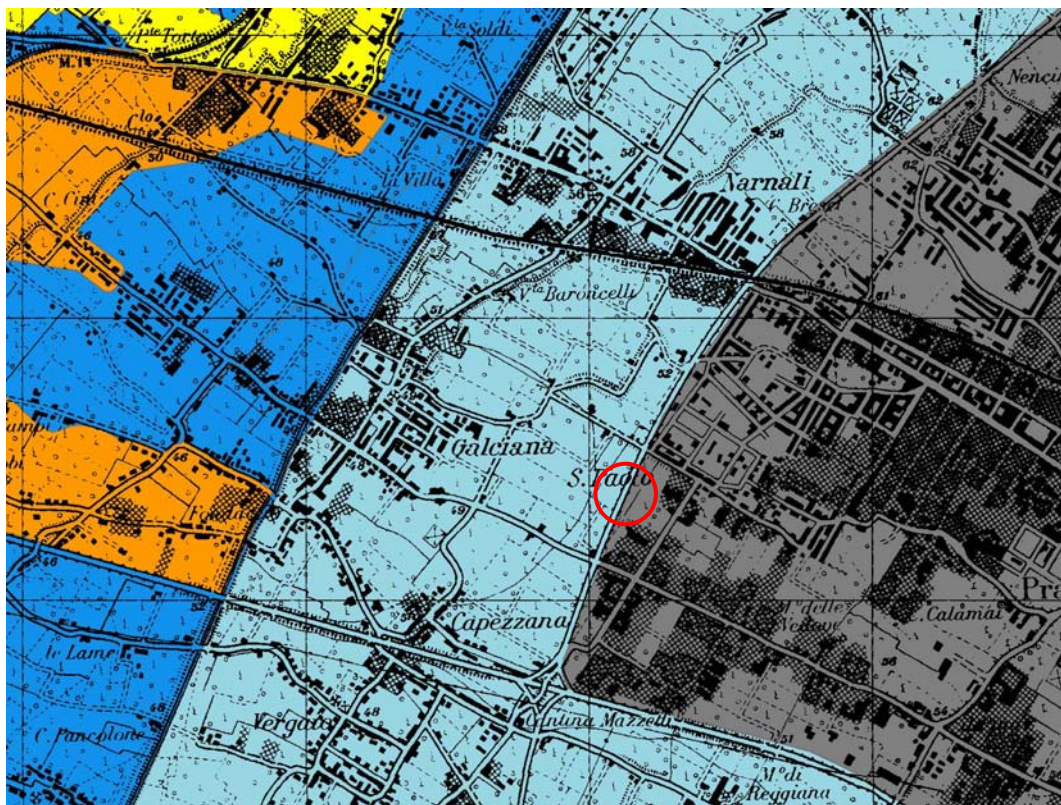
Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

7.1 Rischio idraulico

Dal punto di vista del Rischio Idraulico l'area in esame è stata valutata secondo quanto prescritto dall'Autorità di Bacino del Fiume Arno con il DPCM 5/11/99 e delle misure di salvaguardia introdotte successivamente.

Per quanto riguarda l'Autorità di Bacino dell'Arno è stata visionata la cartografia disponibile relativamente al Piano Stralcio "Rischio Idraulico". Dalla lettura della carta suddetta, si evince che l'area oggetto di studio rientra in **classe di pericolosità idraulica moderata (P.I.1)** cioè che comprende aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $200 < Tr < 500$ anni (Fig. 13).

Per quanto riguarda la **Carta delle aree**, la **Carta degli interventi strutturali** e la **Carta delle aree di pertinenza fluviale dell'Arno e dei suoi affluenti**, l'area interessata dall'intervento è esterna alle relative campiture.



P.I.4
 P.I.3
 P.I.2
 P.I.1
 R
 Pericolosità 1:10.000



Area di intervento edilizio

Fig. 13 – Classe di pericolosità idraulica. Scala 1:25.000

8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Il presente studio riporta la caratterizzazione sismica del sito sulla base del DM 14.1.2008. Su indicazione del progettista, la struttura oggetto del presente studio, ha le seguenti tipologie del costruito:

8.1 Vita Nominale delle strutture – V_N

La normativa (DM - NTC 2008) definisce la Vita Nominale V_N delle strutture (art. 2.4.1) a cui si associano tre tipi di costruzioni con diverso valore, espresso in anni, della loro durata come definito al variare della classe d'uso come mostra la tabella sottostante:

| | TIPI DI COSTRUZIONE | V_N (anni) |
|---|---|-----------------|
| 1 | Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva | ≤ 10 |
| 2 | Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o importanza normale | ≥ 50 |
| 3 | Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica | ≥ 100 |

La struttura in oggetto sarà progettata come opera ordinaria (2), pertanto considerando una $V_N \geq 150$ anni

8.2 Classe d'uso - C_U

La normativa definisce in presenza di azione sismica 4 classi di costruzioni in base al loro utilizzo (Classe d'uso - art. 2.4.2) a cui si associa un coefficiente d'uso (C_U) come mostrano le seguenti tabelle.

| | |
|-------------------|--|
| Classe I | Presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. |
| Classe II | Normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente [...]. |
| Classe III | Affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. |
| Classe IV | Funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente [...]. |

| | | | | |
|--------------------------------------|----------|-----------|------------|-----------|
| Classe d'uso | <i>I</i> | <i>II</i> | <i>III</i> | <i>IV</i> |
| Coefficiente C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Nel caso in esame, come comunicatoci dall'ing. strutturista, il progetto rientra in:
Classe d'uso III → Coefficiente $C_u = 1,5$.

8.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica - V_R

La normativa NTC 2008 prevede, quindi, la definizione di un periodo di riferimento V_R per le azioni sismiche su ciascuna costruzione ottenibile dalla formula:

$$V_R = V_N \times C_U$$

dove V_N è la vita nominale di un'opera strutturale intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel nostro caso, il periodo di riferimento:

$$V_R = 150 \times 1,5 = 225$$

9. AZIONE SISMICA

9.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

La normativa (DM – NTC 2008) nei confronti delle azioni (cap. 3.2.1) definisce quattro stati limite, al fine di indicare il comportamento, in chiave sismica, che dovrà sopportare la struttura in progetto come mostra la tabella sottostante:

| STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) | |
|--|--|
| SLO - Stato LIMITE di OPERATIVITA': non deve subire danni | |
| SLD - Stato LIMITE di DANNO: danni lievi ma rimane in esercizio | |
| STATI LIMITE ULTIMI (SLU) | |
| SLV - Stato LIMITE di salvaguardia VITA: crolli parziali. Buona resistenza verticale e margine di sicurezza orizzontale di collasso | |
| SLC - Stato LIMITE di prevenzione COLLASSO: danni gravi, margine di sicurezza buono azioni verticali. Esiguo azioni orizzontali | |

Ad ogni stato limite corrisponde una probabilità di superamento come sotto indicato.

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

9.2 Tempo di ritorno

Noti P_{V_R} e V_R si ottiene il valore del tempo di ritorno (anni), attraverso la formula:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per la verifica della struttura, considerando lo Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) si considera un tempo di ritorno $T_R = 475$ anni.

9.3 Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

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

Tali categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Nel nostro caso, avendo pendenza media del versante minore di 15% si considera la categoria topografica **T1**.

9.4 Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c^* relativi al sottosuolo di categoria **C**, mediante le espressioni fornite nella sottostante tabella, nelle quali g è l'accelerazione di gravità e il tempo è espresso in secondi.

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

9.5 Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T , riportati nella tabella seguente, in funzione delle categorie topografiche precedentemente riportate e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

| Categoria topografica | Ubicazione dell'opera o dell'intervento | S_T |
|-----------------------|--|-------|
| T1 | - | 1,0 |
| T2 | In corrispondenza della sommità del pendio | 1,2 |
| T3 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,2 |
| T4 | In corrispondenza della cresta del rilievo | 1,4 |

Per l'area di intervento si indica un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1,0$.

9.6 Zone sismiche

La classificazione sismica della Regione Toscana (Ord. PCM n.3519 - 28.04.06 - Del. G.R.T. n.431 -19.06.06) inserisce il territorio comunale di Prato nella classe 3S di sismicità, che prevede un valore di accelerazione orizzontale di picco del suolo $a_g = 0,25g$, in base alla riclassificazione del D.P.C. ord. N° 3274 del 20/03/2003.

Il terreno investigato presenta valore della velocità media di propagazione delle onde di taglio, entro i primi 30 metri (V_{s30}) = **288,0 m/sec**. In considerazione dei risultati dell'indagine e riscontrando un livello di terreno caratterizzato da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi fra 180 m/sec e 360 m/sec, si può considerare, in base alla nuova normativa, la **categoria di sottosuolo C** secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008.

Con l'entrata in vigore del D.M. 14.01.08 la stima della pericolosità sismica, intesa come accelerazione massima orizzontale su suolo rigido ($V_{s30} > 800$ m/s), viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Infatti, secondo quanto riportato nell'allegato A del D.M. 2008, definite le coordinate del sito interessato dal progetto, questo sarà sempre compreso tra 4 punti della griglia di accelerazioni (Allegato B – NTC 2008), tramite media pesata utilizzando la formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

in cui:

p = valore parametro di interesse nel punto in esame;

pi = valore parametro di interesse nell'i-simo p.to della maglia elementare contenente il p.to in esame;

di = distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Si otterranno così i Parametri Spettrali P (ag, Fo, TC*).

ag = accelerazione massima al sito;

Fo = 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.

Tali parametri, descrivono i caratteri del moto sismico orizzontale sul sito di riferimento rigido le cui grandezze, definiscono le forme spettrali relative alla particolare PVR .

9.7 Spettro di risposta elastica del sito

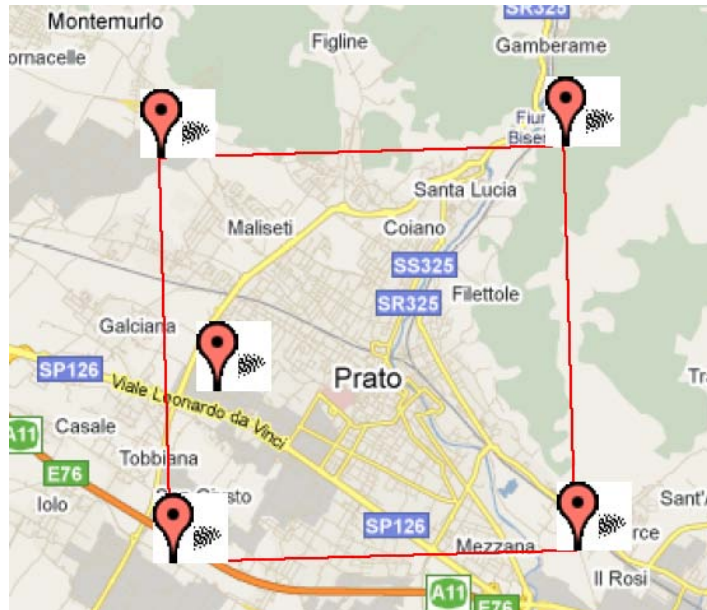
I valori dei parametri caratteristici per il calcolo delle azioni sismiche, relativi all'area di verifica, riferiti al suolo di **categoria C**, sono quelli di seguito indicati:

- Viale Nam Dinh, località S. Paolo Comune di Prato

latitudine: 43,88 Classe d'uso: III

longitudine: 11,07 Vita nominale:150 anni

Siti di riferimento



| | ID | Latitudine [°] | Longitudine [°] | Distanza [m] |
|--------|-------|-------------------|--------------------|-----------------|
| Sito 1 | 19390 | 43,909780 | 11,061470 | 2749,6 |
| Sito 2 | 19391 | 43,911200 | 11,130750 | 5787,8 |
| Sito 3 | 19613 | 43,861210 | 11,132730 | 5853,6 |
| Sito 4 | 19612 | 43,859810 | 11,063410 | 2879,0 |

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

9.8 Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 150 anni Coefficiente cu: 1,5 (Coefficiente d'uso)

| | Prob. superamento [%] | Tr [anni] | ag [g] | Fo [-] | Tc* [s] |
|----------------------------------|-----------------------|-----------|--------|--------|---------|
| Operatività (SLO) | 81 | 135 | 0,090 | 2,535 | 0,283 |
| Danno (SLD) | 63 | 226 | 0,112 | 2,465 | 0,290 |
| Salvaguardia della vita (SLV) | 10 | 2136 | 0,236 | 2,408 | 0,318 |
| Prevenzione e dal collasso (SLC) | 5 | 2475 | 0,247 | 2,411 | 0,320 |

9.9 Coefficienti Sismici

Tipo di Elaborazione: **Satbilità dei pendii – Fondazioni**

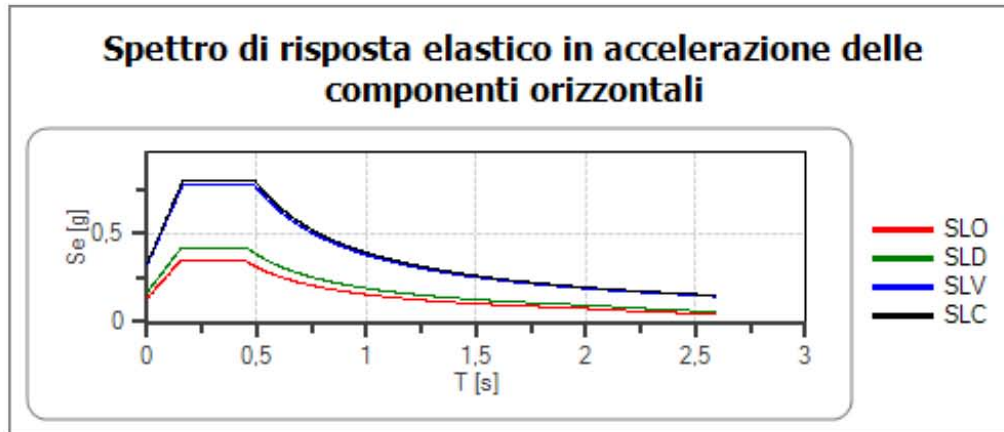
| | Ss [-] | Cc [-] | St [-] | Kh [-] | Kv [-] | Amax [m/s ²] | Beta [-] |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------------------------|----------|
| SLO | 1,500 | 1,590 | 1,000 | 0,027 | 0,014 | 1,326 | 0,200 |
| SLD | 1,500 | 1,580 | 1,000 | 0,040 | 0,020 | 1,645 | 0,240 |
| SLV | 1,360 | 1,530 | 1,000 | 0,090 | 0,045 | 3,153 | 0,280 |
| SLC | 1,340 | 1,530 | 1,000 | 0,093 | 0,046 | 3,248 | 0,280 |

Di seguito gli spettri di risposta elastici relativi all'accelerazione componenti orizzontali e accelerazione componenti verticali.

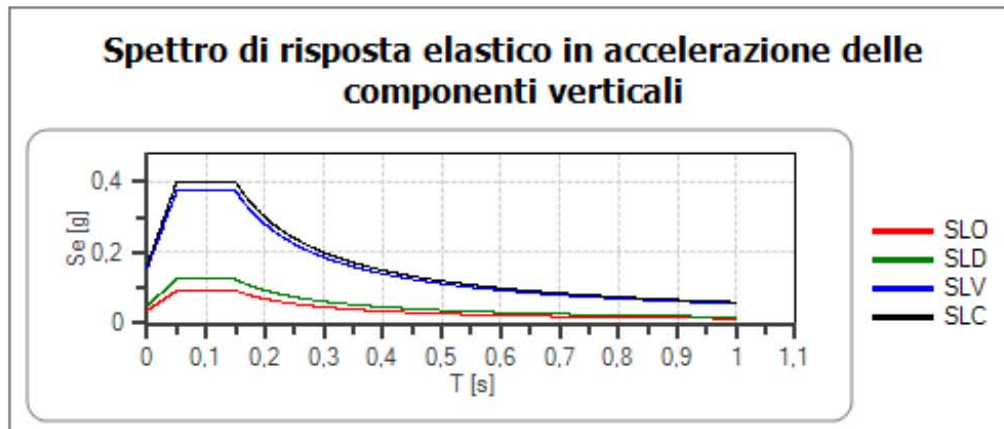
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso $\xi = 5 \%$

Fattore che altera lo spettro elastico $\eta = 1,000$



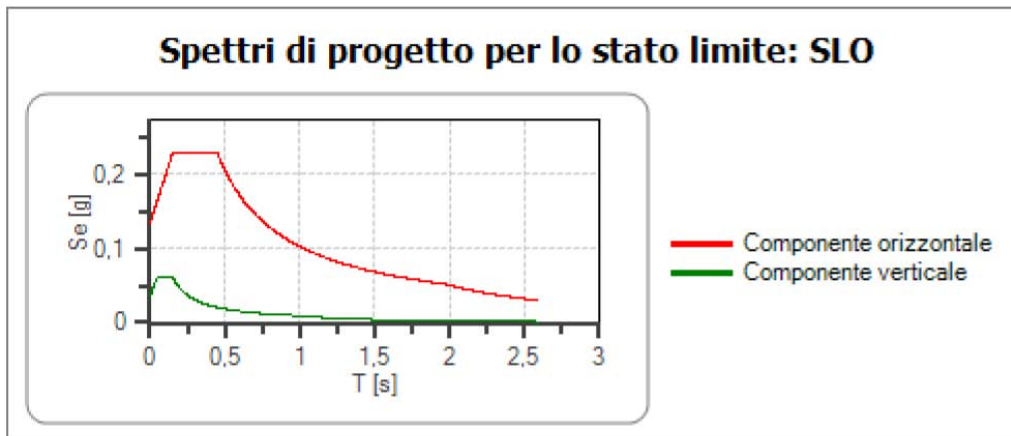
| | cu | ag [g] | Fo | Tc* [s] | Ss | Cc | St | S | η | TB [s] | TC [s] | TD [s] |
|-----|-----|--------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| SLO | 1,5 | 0,090 | 2,535 | 0,283 | 1,500 | 1,590 | 1,000 | 1,500 | 1,000 | 0,150 | 0,450 | 1,960 |
| SLD | 1,5 | 0,112 | 2,465 | 0,290 | 1,500 | 1,580 | 1,000 | 1,500 | 1,000 | 0,153 | 0,458 | 2,047 |
| SLV | 1,5 | 0,236 | 2,408 | 0,318 | 1,360 | 1,530 | 1,000 | 1,360 | 1,000 | 0,162 | 0,487 | 2,546 |
| SLC | 1,5 | 0,247 | 2,411 | 0,320 | 1,340 | 1,530 | 1,000 | 1,340 | 1,000 | 0,163 | 0,489 | 2,589 |



| | cu | ag [g] | Fo | Tc* [s] | Ss | Cc | St | S | η | TB [s] | TC [s] | TD [s] |
|-----|-----|--------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|
| SLO | 1,5 | 0,090 | 2,535 | 0,283 | 1,000 | 1,590 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,050 | 0,150 | 1,000 |
| SLD | 1,5 | 0,112 | 2,465 | 0,290 | 1,000 | 1,580 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,050 | 0,150 | 1,000 |
| SLV | 1,5 | 0,236 | 2,408 | 0,318 | 1,000 | 1,530 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,050 | 0,150 | 1,000 |
| SLC | 1,5 | 0,247 | 2,411 | 0,320 | 1,000 | 1,530 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,050 | 0,150 | 1,000 |

Spettro di progettoCoefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5 η per lo spettro orizzontale = 0,667Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5 η per lo spettro verticale = 0,667

Stato limite: SLO



| | cu | ag [g] | Fo | Tc* [s] | Ss | Cc | St | S | q | TB [s] | TC [s] | TD [s] |
|-----------------|-----|-----------|-------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
| SLO orizzontale | 1,5 | 0,090 | 2,535 | 0,283 | 1,500 | 1,590 | 1,000 | 1,500 | 1,500 | 0,150 | 0,450 | 1,960 |
| SLO verticale | 1,5 | 0,090 | 2,535 | 0,283 | 1,500 | 1,590 | 1,000 | 1,000 | 1,500 | 0,050 | 0,150 | 1,000 |

10. SCAVI

Per inserire il sottopasso si rende necessario effettuare delle rampe attraverso scavi che possono raggiungere l'altezza massima di circa 5,0 m. Durante lo scavo per i primi 3,6 m si incontreranno le litologie dell'unità geotecnica A e successivamente quelle dell'unità geotecnica B.

La fase critica dell'intervento edilizio proposto corrisponde senza dubbio alla fase di cantiere. L'esecuzione di scavi non contenuti corrisponde sempre ad una fase di pericolo per i fronti di scavo soprattutto qualora condizioni meteorologiche sfavorevoli dovessero provocare abbondante filtrazione di acque sotterranee.

La parte superficiale dei terreni interessati dallo scavo, costituiti da limo argilloso sabbioso, è accreditata di coesione non drenata caratteristica C_u pari a $0,9 \text{ Kg/cm}^2$, mentre i restanti 1,4 m di scavo che interessano i terreni costituiti da ghiaia e sabbia in matrice limo-argillosa presentano valore caratteristico dell'angolo di attrito pari a 31° . Nelle presenti verifiche, a tutto vantaggio della sicurezza, è stato omesso il contributo della coesione sicuramente presente per effetto dell'abbondante matrice limo argillosa.

Conformemente a quanto previsto dalle NTC 2008 per le Verifiche di Sicurezza dei pendii naturali, opere in materiali sciolti e fronti di scavo, deve essere utilizzato l'**Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)**. Sono state eseguite verifiche di stabilità dei fronti di scavo tramite computer utilizzando il programma SLOPE della Geostru.

Le condizioni nella fase di avanzamento dei lavori sono state verificate facendo riferimento a potenziali superfici di scorrimento circolari su fronti di scavo con pendenze 1:3 (71°). In tale situazione il coefficiente di sicurezza minimo sviluppato dal programma risulta essere variabile in funzione della profondità di scavo e dei materiali incontrati. Di seguito sono riportati i coefficienti di sicurezza, calcolati in condizioni dinamiche in funzione della profondità di scavo:

| Profondità scavo (m) | Coefficiente di sicurezza |
|-----------------------------|----------------------------------|
| 3,6 | 1,60 |
| 4,0 | 0,97 |
| 4,5 | 0,82 |
| 5,0 | 0,50 |

Tab. 4 – Fattori di sicurezza in funzione della profondità di scavo

Qualora gli spazi disponibili non risultino congrui a permettere di operare sui valori di pendenza indicati si potrà effettuare lo scavo con inclinazioni superiori lavorando per piccoli cantieri e provvedendo immediatamente al contenimento dei fronti di scavo con la costruzione delle opere di sostegno previste in progetto. Solo dopo la realizzazione di un tratto di muro di contenimento si potrà provvedere all'apertura dello scavo successivo.

Nell'apertura degli scavi si dovrà inoltre aver cura di provvedere a mettere in atto i seguenti presidi:

1. Gli scavi devono essere eseguiti in modo tale da evitare il ristagno e lo scorrimento delle acque meteoriche sui fronti di scavo, a monte del fronte di scavo risulterà opportuno realizzare un piccolo fossetto di guardia in modo di allontanare le acque di scorrimento superficiale dell'area dei lavori.

2. Si dovrà evitare l'abbancamento di terreno in prossimità dei fronti di scavo; qualora richiesto il materiale di scavo potrà essere accumulato sul lotto solamente a condizione di non ostacolare il regolare deflusso delle acque meteoriche; lo stesso dovrà essere disposto su superfici stabili.

3. Si dovrà evitare di disporre sovraccarichi quali gru o magazzino in prossimità dei fronti di scavo.

4. In corrispondenza del paramento interno del muro risulterà opportuno collocare un drenaggio per evitare l'accumulo di acque di scorrimento sotterranee. Il drenaggio, sarà costituito da un tubo microfessurato in PVC ricoperto con ghiaie pulite e protetto verso terra da un geotessile non tessuto preferibilmente di tipo

termosaldato con funzione antintasamento. Il geotessile può essere sostituito da uno strato di spessore di 20 cm di sabbie pulite. In superficie il drenaggio verrà sigillato con la posa in opera di uno strato, dello spessore minimo di 1 m, di terreno di natura argillosa che limiterà l'infiltrazione delle acque superficiali. Le acque raccolte dovranno essere indirizzate al sistema di scarico delle acque meteoriche.

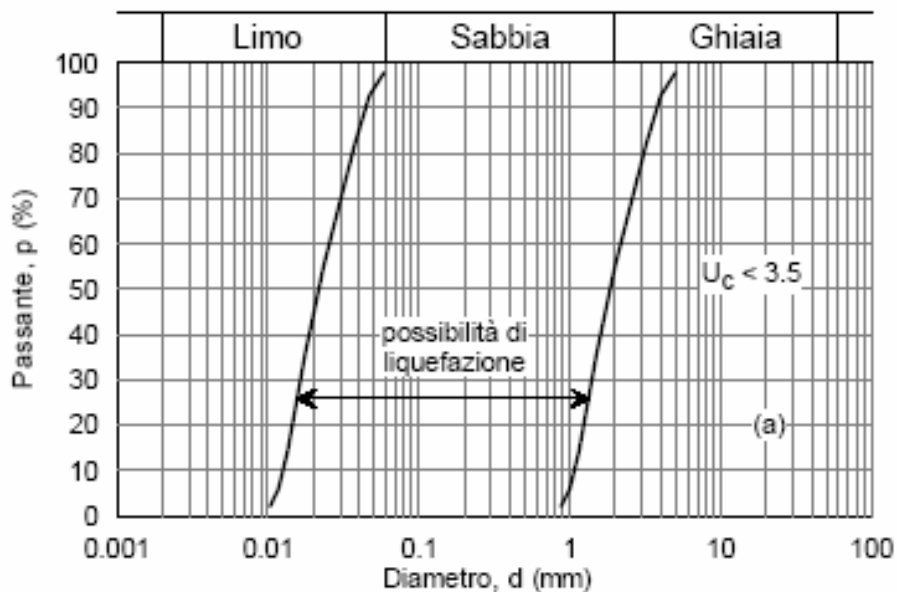
Sulla base dei criteri precedentemente esposti, si fa rilevare che nel corso dei lavori possono essere effettuate verifiche puntuali sul fattore di sicurezza a rottura, al fine di verificare gli effettivi cinematismi possibili ed i relativi coefficienti di sicurezza sui singoli fronti di scavo.

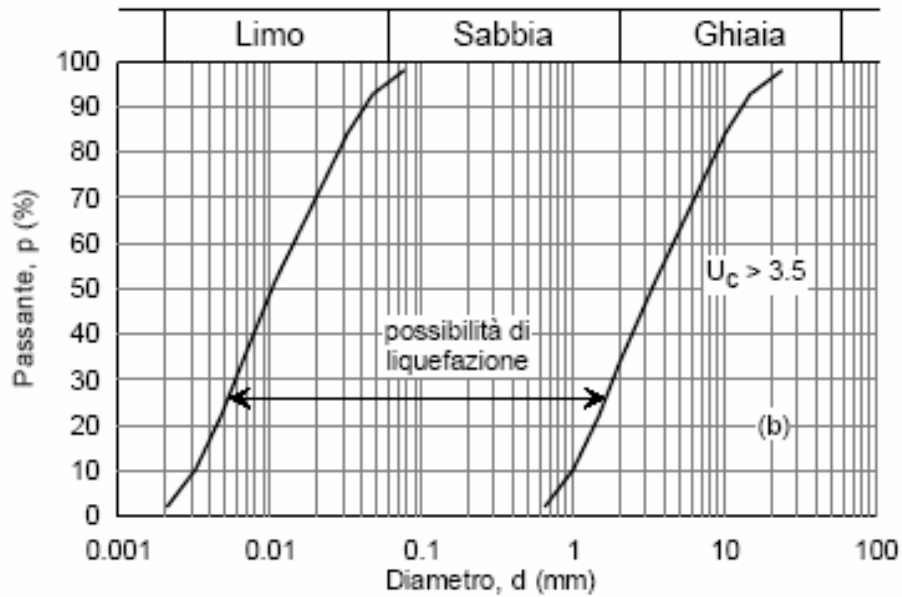
Deve altresì essere tenuto presente che, il rapido contenimento dei fronti di scavo con le opere in c.a. previste può mitigare le problematiche di stabilità stesse.

11. POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Come riportato nel par. 7.11.3.4.2 del DM 14-01-2008 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- 2) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
- 3) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 4) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.





Nel caso specifico avendo un valore di resistenza minima determinata con prove penetrometriche statiche q_c superiore a 500 kPa, che normalizzata presenterà valori maggiori è possibile affermare che la situazione oggetto di questo studio rientra nella circostanza n°4, per la quale le verifiche a liquefazione possono essere omesse.

12. COEFFICIENTI DI SPINTA

Per la realizzazione delle rampe del sottopasso saranno effettuati scavi e quindi dovrà essere calcolato il valore della spinta del terreno sulle pareti contenute dai muri; a tale scopo possono essere utilizzate le seguenti formule:

$$\begin{aligned} \text{a) } S &= \gamma H^2 K \\ \text{b) } S &= \frac{1}{2} (\gamma_w + \gamma'K) H^2 \end{aligned}$$

γ = peso di volume del terreno;
 γ_w = peso dell'acqua;
 γ' = peso di volume del terreno immerso;
 H = altezza del muro;
 K = coefficiente di spinta.

La relazione (a) viene utilizzata solo nel caso in cui siano previste opere di drenaggio (b) nel caso contrario.

Nel caso in oggetto deve essere preso in considerazione il *coefficiente di spinta attiva* che per un valore dell'angolo di attrito interno $\phi^\circ = 21^\circ$, avrà un valore pari a $K_a = 0,47$.

In corrispondenza del paramento interno del muro di contenimento delle rampe, risulterà opportuno collocare un drenaggio per evitare l'eventuale accumulo di acque di percolamento sotterraneo. Il drenaggio sarà costituito, da un tubo microfessurato in PVC ricoperto con ghiaie pulite e protetto verso terra da un geotessile non tessuto preferibilmente di tipo termosaldato con funzione antintasamento. Il geotessile può essere sostituito da uno strato di spessore di 20 cm di sabbie pulite. In superficie il drenaggio verrà sigillato con la posa in opera di uno strato, dello spessore minimo di 1 m, di terreno di natura argillosa che limiterà l'infiltrazione delle acque superficiali. Le acque raccolte dovranno essere indirizzate al sistema di scarico delle acque meteoriche.

13. CONCLUSIONI

Gli aspetti esposti nei paragrafi precedenti consentono di trarre le seguenti considerazioni riassuntive:

- L'area in esame ha topografia pianeggiante. E' posta ad una quota media di circa 52,3 m s.l.m. e fa parte della prima periferia occidentale dell'aggregato urbano della Città di Prato;

- i terreni di sottosuolo sono costituiti da una alternanza di limo argilloso e argille limose per uno spessore complessivo di circa 3,6 m depositi in ambiente fluvio – palustre; sotto, fino a circa 25,0 m di profondità, sono presenti livelli ghiaioso sabbiosi in matrice limo-argillosa depositi in ambiente di conoide;

- durante il periodo di indagine è stato misurato il livello piezometrico all'interno della verticale di prova S1 alla profondità di circa 16,0 m dal p.c. attuale;

- la disuniformità granulometrica dei materiali detritici permette di escludere rischi di liquefazione sotto azione sismica;

- il rilevamento diretto di campagna non ha evidenziato, strettamente nella zona di intervento, fenomeni di dissesto riconducibili a deformazioni gravitative del terreno;

- Il territorio comunale di Prato è stato inserito nella classe 3S di sismicità, che prevede un valore di accelerazione orizzontale di picco del suolo $a_g=0,25g$, in base alla riclassificazione del D.P.C. ord. N° 3519 del 28/04/2006;

- Il terreno investigato, presenta un valore della velocità media di propagazione delle onde di taglio, entro i primi 30 metri (V_{s30}) = **288,0 m/sec**. Per valori di V_{s30} compresi fra 180 m/s e 360 m/s e in funzione della quota di appoggio delle fondazioni, si può considerare, in base alla nuova, la **Categoria di Sottosuolo C**;

- Per l'area interessata dalla realizzazione del progetto sono stati definiti i coefficienti sismici necessari per le verifiche richieste dalla NTC 2008.

L'intervento in progetto prevede la necessità di effettuare apprezzabili scavi di sbancamento. Relativamente alle problematiche della fase di cantiere sono state fornite, nei paragrafi precedenti, una serie di raccomandazioni volte a minimizzare i rischi durante lo scavo.

Operando nelle condizioni e con le limitazioni evidenziate si ritiene di poter escludere problematiche di ordine geologico e geologico-tecnico che risultino di impedimento all'esecuzione dell'intervento edilizio progettato.

L'intervento edilizio in progetto prevede la realizzazione di un sottopasso stradale sul Viale Nam Dinh per collegare l'abitato di San Paolo con l'area del nuovo complesso ospedaliero in località Galciana.

Dovranno essere previste opere per la raccolta delle acque meteoriche che andranno in idonee rete fognarie, ed allontanate dall'area di intervento edilizio, senza consentire l'incontrollata infiltrazione sotterranea.

Anche a tergo delle opere di contenimento dovranno essere realizzati drenaggi per l'intercettazione e lo smaltimento delle acque di circolazione sotterranea ed ipodermica eventualmente presente in altri periodi rispetto a quello di indagine.

Ulteriori elementi potranno essere assunti in corso d'opera, considerando, oltre ai dati raccolti, anche quelli ottenuti con osservazioni e misurazioni nel corso dei lavori, allo scopo di ottenere il migliore adeguamento delle opere alla situazione riscontrata.

Prato, 15 novembre 2010

Il tecnico incaricato
Dr. Geol. Simone Corti

c:/documenti/relazioni/geologia-tecnica/anno10/Comune di Prato/SottopassoNamDinhRelaGeotecNTC.doc



Foto 1 e 2 - Panoramica con ubicazione prove penetrometriche CPT1 e CPT2.

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.



Foto 3 – Ubicazione stendimento MASW



Foto 4 e 5 - Panoramica con ubicazione sondaggio a carotaggio continuo S1.

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.

ELABORATI DI PROGETTO

STRATIGRAFIA E FOTO SONDAGGIO



Foto 6 e 7 – Foto sondaggio da 0,0 m a 5,0 m e da 5,0 m a 10,0 m.

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.



Foto 8 e 9 – Foto sondaggio da 10,0 m a 15,0 m e da 15,0 m a 20,0 m.

Relazione geologica e geologico-tecnica sui terreni di fondazione, interessati dal potenziamento stradale asse delle industrie nord-sud, tramite la realizzazione di sottopasso sul Viale Nam Dinh e svincolo San Paolo-Galciana nel Comune di Prato.



Foto 10 – Foto sondaggio da 20,0 m a 25,0 m.

CERTIFICAZIONI PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

RELAZIONE DI CALCOLO FRONTI DI SCAVO

| | |
|--|---|
| STUDIO GEOLOGICO Dott. Geol. Simone Corti | |
| V. del Senio, 52 - 59100 Prato tel. e fax 0574/722054 | |
| SEZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE INTERESSATI DAL POTENZIAMENTO STRADALE ASSE DELLE INDUSTRIE NORD-SUD, TRAMITE LA REALIZZAZIONE DI SOTTOPASSO SUL VIALE NAM DINH E SVINCOLO S. PAOLO-GALCIANA. | |
| IL TECNICO: | Dott. Geol. Simone Corti V. del Senio, 52 - 59100 Prato c.f. CRT SMN 67D19 G999L |
| COMMITTENTE: | COMUNE DI PRATO P.zza Mercatello, 2 SERVIZIO "4G" - Mobilità, Ambiente, Grandi Infrastrutture e Protezione Civile. |
| OGGETTO: | Sezione Geotecnica |
| Data: Novembre 2010 | Scala: H 1:100, V 1:500 |
| Segna: Fig. 11 | |
| Il tecnico | Il Committente |

