



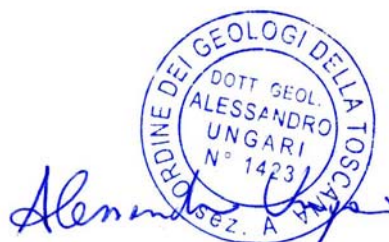
COMUNE DI PISA



REGIONE TOSCANA

**Realizzazione nuova rotatoria
all'intersezione tra la S.S. n. 1 Aurelia e Via della Fossa Ducaria**

*RELAZIONE GEOLOGICA e SISMICA
con CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA del sottosuolo*



ottobre 2013

Sommario

1.	Premessa	3
1.1	Ubicazione del sito.....	3
1.2	Normative di riferimento.....	3
2.	Tipologia dell'opera	4
2.1	Vita nominale	5
2.2	Classe d'uso	5
2.3	Periodo di riferimento.....	5
3.	Inquadramento territoriale	6
3.1	Lineamenti idro-geomorfologici.....	6
3.2	Lineamenti geologici e cenni litotecnici.....	8
3.3	Lineamenti idrogeologici	9
4.	Ricognizione delle norme di salvaguardia e dei vincoli	11
4.1	Condizioni di pericolosità idraulica (AdB Fiume Arno).....	11
4.2	Pericolosità e vulnerabilità del territorio secondo gli SU vigenti	12
4.3	Valutazione dei vincoli.....	15
5.	Fattibilità per gli interventi	15
6.	Indagini in situ	16
6.1	Prospezioni geofisiche	17
6.2	Prova penetrometrica statica CPTU.....	19
6.3	Sondaggio geognostico.....	20
6.4	Prove di laboratorio	21
7.	Sismicità dell'area e azioni sismiche di sito	22
7.1	Zonizzazione sismica.....	22
7.2	Pericolosità sismica del sito	23
7.3	Categoria di sottosuolo e condizione topografica.....	24
7.4	Stati limite e probabilità di superamento	25
7.5	Valutazione dell'azione sismica di progetto	26
7.5.1	Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	26
7.5.2	Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale.....	28
7.5.3	Gli spettri di progetto per gli stati limite	29
7.5.4	Calcolo dei parametri sismici e dell'accelerazione massima attesa sul sito.....	29
8.	Modellazione geologica e parametri medi del sottosuolo.....	29
8.1	Ricostruzione litologica lungo la verticale della CPTU	29
8.2	Ricostruzione litologica lungo la verticale del carotaggio	31
8.3	Ricostruzione litologica lungo il profilo geoelettrico.....	31
8.4	Il modello geologico di sintesi.....	32
8.5	Parametri geotecnici medi.....	33
8.6	Caratteristiche dell'acquifero superficiale (falda freatica).....	33
9.	Modellazione geotecnica e caratterizzazione del sottosuolo indirizzate alla progettazione	34
10.	Suscettibilità alla liquefazione.....	36
11.	Indicazioni progettuali e modalità costruttive del corpo stradale.....	38
12.	Terre e rocce da scavo	41
13.	Considerazioni conclusive.....	41

- **Allegato alla presente relazione CD-rom contenete, in formato .pdf, tutto il materiale prodotto**
- **Tavole e Allegati fuori dal testo**

1. Premessa

Su incarico ricevuto dalla PISAMO S.p.A., sono stati eseguiti studi di natura geologica a supporto di un progetto riguardante la realizzazione di una rotatoria sulla S.S. n. 1 Aurelia Nord, all'altezza di Via della Fossa Ducaria, viabilità urbana che porta al quartiere del CEP e in Barbaricina.

L'intervento in questione si inserisce in un più ampio progetto di riorganizzazione delle intersezioni urbane di Pisa lungo l'Aurelia e risulta finalizzato a risolvere tutte quelle criticità legate alla viabilità veicolare e alla mobilità in genere. Nel complesso, trattasi di rotatorie con un diametro esterno intorno ai 40 metri che vanno a sostituire i tradizionali incroci a T semaforizzati; queste tenderanno ad offrire una maggior fluidità alla circolazione e a garantire, così, un adeguato grado di sicurezza per le previste velocità ridotte in ingresso e in circolo nella rotatoria.

Per il presente lavoro, sono state effettuate osservazioni dirette di un congruo intorno del sito d'intervento, operato ricerche bibliografiche e raccolto alcuni dati riguardanti i terreni di fondazione, nonché ottenuto dei risultati attraverso l'esecuzione di una campagna di indagine geotecnica e geofisica. Lo scopo è stato quello di ricostruire i modelli geologico e geotecnico del sottosuolo, di caratterizzare i terreni dal punto di vista fisico-meccanico e di valutare le proprietà sismiche del sito d'interesse.

1.1 Ubicazione del sito

La porzione di territorio, sede degli interventi in progetto, ricade all'interno del Comune di Pisa (PI) e risulta essere di proprietà in parte comunale e in parte statale (terreni all'interno delle fasce di rispetto stradale che appartengono al Comune pisano e all'ANAS). In particolar modo, ci troviamo sulla destra dell'Arno, immediatamente a Nord del Ponte sull'Aurelia, dove la S.S. n. 1 incrocia la Via della Fossa Ducaria che porta al quartiere del CEP e in Barbaricina

Dal punto di vista cartografico il sito d'intervento risulta inquadrato:

- nello stralcio della sezione 273050, CTR della Toscana in scala 1:10.000 (**Tavola 1**);
- nello stralcio del foglio 18F41, CTR della Regione Toscana in scala 1:2.000 (**Tavola 2**).

1.2 Normative di riferimento

Il presente studio, oltre ad essere conforme agli elaborati geologici di pericolosità e fattibilità degli Strumenti Urbanistici (SU) vigenti nell'Amministrazione comunale di Pisa e alle Norme tecniche di attuazione del Regolamento Urbanistico (RU), nella versione ultima approvata nel luglio 2009, è stato condotto in ottemperanza alle pertinenti normative nazionali, regionali e provinciali vigenti di seguito richiamate:

Decreto Consiglio Regione Toscana 25 gennaio 2000, n. 12 - "Piano di Indirizzo Territoriale";

Legge Regione Toscana 3 gennaio 2005, n. 1 - "Norme per il governo del territorio";

Decreto Legislativo 3 aprile 2006, n. 152 - "Norme in materia ambientale" e successive modifiche e integrazioni;

Decreto Consiglio Regione Toscana 24 luglio 2007, n. 72 - "Piano di Indirizzo Territoriale";

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" (Testo unitario);

Circolare Consiglio Superiore Lavori Pubblici 2 febbraio 2009, n. 617 - "Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C. di cui al D.M. 14 gennaio 2008";

Decreto Presidente Giunta Regione Toscana 9 luglio 2009, n. 36/R - "Regolamento di attuazione dell'articolo 117, commi 1 e 2, della Legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico".

Sono state prese in considerazione anche l'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 e le successive modifiche e integrazioni, che definiscono la nuova classificazione sismica del territorio nazionale e le nuove norme tecniche per la costruzione in zona sismica.

Infine, abbiamo preso visione della cartografia contenuta nel Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino del Fiume Arno (PAI), redatto ai sensi e per gli effetti della L. 183/1989 e del D.L. 180/1998, con le relative fonti normative di conversione.

2. Tipologia dell'opera

Il progetto in esame prevede, essenzialmente, la realizzazione di una rotatoria sulla Via Aurelia all'incrocio con la Via della Fossa Ducaria. La corona giratoria della rotatoria insisterà sull'area occupata dall'attuale incrocio e su quei terreni depressi di proprietà del Comune di Pisa e dell'ANAS, che coincidono con le fasce di rispetto stradale. Al riguardo, sarà necessario procedere alla realizzazione di due ampliamenti del rilevato stradale esistente, pensando di andare a riempire idoneamente con materiale appropriato. L'ampliamento più importante è progettato sul lato NW dell'attuale incrocio mentre quello di dimensioni minori si trova sul lato SW dello stesso.

Siamo di fronte ad un incrocio posizionato all'interno del centro abitato di Pisa, dove il tratto della Via Aurelia viene classificato strada urbana di quartiere (Piano Urbano del Traffico vigente nell'Amministrazione comunale); la stessa strada risulta classificata strada extraurbana di tipo C al di fuori del centro abitato.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche dell'opera, ricordiamo che ad oggi la rotatoria prevede: un diametro esterno di 41,00 m al cordolo; una doppia attestazione in entrata su tutti e tre i rami (ingresso 6 m, uscita 4,5m); una corsia nell'anello di 8,50 m (9,50 cordolo-cordolo); delle banchine laterali di 50 cm; un'aiuola centrale con zona sormontabile di circa 1,50 m; un'aiola centrale arredata a verde con cespugli e fioriture; marciapiede lato della Caserma militare di 1,5 m.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche dell'opera, ricordiamo che ad oggi la rotatoria prevede: un diametro esterno di 41,00 m al cordolo; una doppia attestazione in entrata su tutti e tre i rami (ingresso 6 m, uscita 4,5 m); una corsia nell'anello di 9,00 m (10,00 cordolo-cordolo); delle banchine laterali di 50 cm; un'aiuola centrale, arredata a verde con cespugli e fioriture, provvista di zona sormontabile di circa 1,50 m; marciapiede lato della Caserma militare di 1,5 m.

Opere complementari, che qui ricordiamo, riguardano la rete di smaltimento delle acque superficiali: si prevedono, infatti, dei punti di captazione per evitare zone di accumulo al fine di recapitare le acque piovane sia nel fosso laterale all'Aurelia che nella fognatura esistente su Via della Fossa Ducaria.

Rimandiamo, comunque, agli elaborati redatti dai progettisti del gruppo di lavoro, coordinati dall'ing. Gilda Greco della PISAMO S.p.A.

2.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tabella 1**. Nel nostro caso è assunta pari a 50 anni ("Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali.....").

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

Tabella 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (Tab. 2.4.I delle NTC 2008).

In fase costruttiva le verifiche sismiche non vengono svolte in quanto il tempo di realizzazione è inferiore a 2 anni.

2.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le NTC definiscono 4 Classi d'uso. Nel caso specifico, le strutture in progetto sono ascrivibili alla Classe III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi..... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV.....".

Rientrano, nella Classe III, le opere d'arte relative al sistema di grande viabilità stradale e ferroviaria, il cui collasso può determinare gravi conseguenze in termini di perdite di vite umane, ovvero interruzioni prolungate del traffico.

Nell'Allegato 7 Elenco B del Decreto Giunta Regione Toscana 604/2003 "Indirizzi generali e prime disposizioni sulla riclassificazione sismica della Regione Toscana, in applicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003", sono definite le opere di interesse regionale appartenenti alla Classe d'uso III.

Tale elenco è stato ripreso e integrato nel Decreto del Presidente della Giunta regionale della Toscana del 9 luglio 2009, n. 36/R "Regolamento di attuazione dell'articolo 117, commi 1 e 2, della Legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). Disciplina sulle modalità di svolgimento delle attività di vigilanza e verifica delle opere e delle costruzioni in zone soggette a rischio sismico", con il suo Allegato A, senza sostanziali modifiche.

2.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione a un periodo di riferimento V_R : $V_R = V_N \times C_u$ con C_u definito al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tabella 2**. Ne deriva che il periodo di riferimento $V_R = 50 \times 1,5 = 75$ anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 2 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tab. 2.4.II delle NTC 2008).

3. Inquadramento territoriale

L'area oggetto di studio si inquadra, geograficamente, nella porzione della Pianura alluvionale di Pisa compresa tra la sponda destra del Fiume Arno a Sud (distante circa 100 m dall'incrocio sede degli interventi), il Fiume Morto a Nord, la successione dei cotoni situati nella macchia della tenuta di San Rossore a Ovest e il centro storico della città pisana che rimane a Est.

3.1 Lineamenti idro-geomorfologici

La Pianura Pisana, dal punto di vista geomorfologico, rappresenta una pianura costiera e fluvio-deltizia che, unitamente al lembo versiliese, costituisce la parte terminale del complesso sistema idrografico Arno-Serchio. A partire dalla foce del Fiume Era, affluente di sinistra dell'Arno, l'area di forma sub-trapezoidale si allarga notevolmente verso la costa andando così a formare un ventaglio di terreni degradanti verso il mare con una pendenza dello 0,05%. Questa debole pendenza dei depositi fluvio-palustri provoca, anche attualmente, la presenza di acque lentamente fluenti e/o vasti ristagni di acqua, con tendenza alla formazione di nuove aree paludose nonostante le opere di bonifica effettuate nel corso dei secoli, e la conseguente abbondanza di falde sotterranee insediate nel sottosuolo. L'ambiente tipicamente umido è peraltro accentuato dalla vicinanza del mare, dal cui livello e dalle cui maree è regolato il moto di tutte le acque, sia superficiali che sotterranee.

Verso NW, la Pianura Pisana è chiusa dalla pronunciata dorsale che dai Monti Pisani si estende ai Monti d'Oltre Serchio; i due gruppi montuosi sono separati dalla stretta valle di Ripafratta, attraverso la quale passa il Serchio, proveniente dalla Pianura di Lucca. Verso Sud, il limite morfologico della piana di Pisa è rappresentato dalla scarpata del "Terrazzo di Livorno", con origine di abrasione marina, e dalle Colline Pisane. La fascia meridionale di questa grande area pianeggiante è segnata da blande ondulazioni costituite da depositi eolici e fluvio-palustri antichi (Pleistocene superiore), disposte a festone.

I corsi d'acqua che si originano dai Monti Pisani e dalle colline omonime sono canalizzati nei loro tratti di pianura e a loro volta convogliati nella fitta rete di fossi e canali che anticamente servivano, oltre che all'irrigazione, anche come idrovie e sorgenti di forza motrice.

Nei tratti terminali dell'Arno e del Serchio l'andamento spiccatamente meandriforme è stato rettificato con interventi compiuti tra il 1300 e il 1800. Numerosi sono anche gli alvei fluviali, in particolare meandri, abbandonati per effetto della naturale evoluzione di questo tipo di corsi d'acqua.

All'Olocene, oltre ad altri, sono stati attribuiti anche i sedimenti palustri, alluvionali e di colmata per i quali in molti casi si può rintracciare il momento di formazione con ricerche storico-geografiche appropriate (aree palustri bonificate affiorano nello stralcio della tavola sopracitata).

Nella Carta geologica e geomorfologica di **Tavola 3**, estratta dal PS, sono stati cartografati alcuni lineamenti geomorfologici, vicini al sito specifico e rispecchianti la situazione descritta precedentemente, così definiti:

Aree palustri bonificate - Le aree paludose ancora in tempi storici nel Comune di Pisa sono caratterizzate dalla presenza di argille plastiche ed organiche superficiali, talvolta con frazioni limose a scadenti proprietà meccaniche. A nord e ovest di Pisa esisteva una zona paludosa più antica che si estendeva dalla città fino alle dune di San Rossore, detta la palude Pisana o anche Paludozzeri non ancora prosciugata agli inizi del 1300. Un'altra palude era localizzata verso il 1000 presso Cisanello. Queste zone acquitrinose costituivano i residui di una depressione occupata da acque stagnanti che in precedenza risultava di estensione molto maggiore.

Alvei fluviali abbandonati - Si tratta di alvei tagliati in epoca storica che vengono distinti dagli alvei abbandonati in tempi più antichi, riconoscibili da foto aeree o da immagini da satellite. Tra i tagli avvenuti in epoca storica si ritrovano: i tagli di meandro del 1338, della Vettola e di Cascine Nuove (quest'ultimo è bene identificabile grazie anche alla forma con cui ha tagliato le dune sabbiose più antiche); il "Taglio Ferdinando" del 1606 che deviò la foce dell'Arno di circa 2 km più a nord per evitare gli effetti del vento di Libeccio sull'insabbiamento della foce; il taglio effettuato tra il 1771 e il 1774 a Barbaricina. Questi sono generalmente caratterizzati da terreni più sabbiosi ad andamento lenticolare alternati a sedimenti più fini limo-argillosi. In superficie possono essere presenti depositi più fini talvolta organici dovuti a locali impaludamenti verificatesi in seguito al taglio del meandro.

A conclusione dell'argomento, aggiungiamo che nelle aree pianeggianti, completamente caratterizzanti l'intero territorio comunale pisano, non si registrano particolari problematiche di carattere prettamente geomorfologico: queste risultano avere un assetto, nel complesso, stabile. In questo senso l'area specifica, che si assesta su quote comprese tra i 4 m sopra il l.m.m., relativamente al rilevato stradale, e il metro e mezzo, per il sottostante p.c., non risulta vincolata.

L'idrografia dell'area pianeggiante pisana è rappresentata sia dal Fiume Arno, il principale corso d'acqua che attraversa l'intero territorio comunale con direzione E-W, sia da un complesso sistema di fossi e canali ("Sistema delle Bonifiche") preposto allo scolo delle acque meteoriche.

Dall'esame della Carta dei sistemi idraulici, redatta a supporto del Piano Strutturale (PS) di Pisa, si può notare che l'asta dell'Arno corre, per tutto il territorio pisano, all'interno della fascia golenale di prima pertinenza fluviale, situata internamente agli argini. Questa fascia, che ha la massima larghezza in corrispondenza della golenale de "La Cella" nei pressi di Putignano, si restringe bruscamente fino a diventare totalmente assente nel tratto che attraversa la città di Pisa, dove gli argini coincidono con le spallette che delimitano i lungarni. Nel tratto di attraversamento del centro urbano, il Fiume Arno compie un'ansa molto accentuata con convessità rivolta a N; la larghezza dell'alveo in questo tratto si restringe notevolmente e a monte del Ponte di Mezzo alcuni accumuli di sabbia in alveo ("barre") contribuiscono a ridurre fortemente la sezione idraulica (circa 70 m). L'unico apporto che l'Arno riceve nell'ambito dell'intero territorio comunale è dato dal Canale Demaniale di Ripafratta, che vi confluisce subito a monte del Ponte della Fortezza, derivandovi le acque del Fiume Serchio.

Nel tratto che ci interessa più da vicino, ovvero dal Ponte della Ferrovia fino al Ponte del CEP, la fascia golenale dell'Arno è quasi totalmente assente, almeno fino al Ponte dell'Aurelia, mentre comincia ad allargarsi a valle di questo, estendendosi fino a circa 70 m sul lato sinistro e oltre i 100 m sul lato

destro del fiume. Le quote arginali destre si mantengono sempre più elevate di circa 1 m rispetto a quelle sinistre, con valori compresi tra 6 e 8 m sopra il l.m.m.

Per quanto riguarda l'idrografia secondaria, tutto il territorio comunale posto a N dell'Arno convoglia le sue acque (meteoriche, reflue trattate e non) nel Fiume Morto, dal quale prende il nome l'intero bacino di Bonifica definito dalla linea di displuvio dei Monti Pisani, dal Fiume Serchio, dall'Arno e dal mare. Tale comprensorio è suddiviso in ulteriori 4 settori, tra i quali il Sottobacino di Bonifica a scolo naturale del Fosso Tedaldo e di Barbaricina. I principali corsi d'acqua di questo sottobacino, oltre i due dal quale prende il nome, sono il Fosso lungo la Via delle Cascine e lo Scolo delle Lenze. Il recapito finale, ovvero il Tedaldo, raccoglie le acque di scolo meteoriche e quelle reflue urbane per convogliarle poi nel Fiume Morto. Alcuni interventi strutturali già in progetto e finalizzati al miglioramento idraulico del comparto idraulico vedrebbero la realizzazione di un sistema fognario indipendente dal reticolo superficiale che rimarrebbe, a sua volta, dedicato alle sole acque meteoriche.

3.2. Lineamenti geologici e cenni litotecnici

La Pianura di Pisa ha iniziato a individuarsi come entità geografica alla fine del Miocene superiore, al termine dell'orogenesi appenninica, grazie all'instaurazione del regime distensivo che portò all'apertura del Mar Tirreno. Durante la fase distensiva successiva all'orogenesi appenninica il margine occidentale della catena venne variamente dislocato, con formazione di bacini e ampie fosse tettoniche nelle quali iniziarono a depositarsi i sedimenti dei cicli neogenici e quaternari. E' durante queste fasi "neoautoctone" che iniziò a individuarsi la Pianura di Pisa.

Oggi questa Pianura rappresenta un sistema complessivamente progradante verso il mare aperto e caratterizzato dalla presenza sia di sedimenti alluvionali risultanti dall'accumulo dei depositi di natura fluvio-deltizia e fluvio-lacustre del complesso sistema idrografico Arno-Serchio sia di sedimenti di carattere eolico-transizionale appartenenti ai lidi e alle dune litoranee. In corrispondenza della città di Pisa le indagini geofisiche hanno evidenziato uno spessore di questi depositi di circa 1000 m.

La relazione geologica che accompagna il PS vigente nel Comune pisano distingue nell'area d'intervento 3 litotipi principali, "significativi per sviluppo areale", che sono riconducibili agli eventi di sovralluvionamento verificatisi nella Pianura Pisana in seguito alla deglaciazione post-würmiana e al successivo aumento dello sbarramento a mare ad opera del sistema di lidi dei delta dell'Arno e del Serchio. L'estensione di questi depositi, nell'area di intervento, è visibile in **Tavola 3**:

Depositi alluvionali prevalentemente argillosi, torbe palustri e depositi di colmata - Questi terreni sono costituiti prevalentemente da argille (la cui consistenza può variare localmente), da argille organiche a torbe. Queste ultime sono caratterizzate dal colore grigio scuro o nero e dalle scadenti proprietà meccaniche. All'interno degli strati argillosi sono talvolta presenti sottili livelli costituiti da limi e subordinatamente da sabbie.

I depositi appartenenti a questo gruppo sono rappresentati da sedimenti molto fini e sono generalmente localizzati nelle zone più lontane dai fiumi sulle quali si sono verificati fenomeni di sovralluvionamento. Nelle zone ancora più depresse inoltre, soggette ad impaludamento, si sono deposte anche argille organiche e torbe. La deposizione delle torbe è causata da un processo di degradazione anaerobica subito dalla vegetazione igrofila che si verifica in seguito alla permanenza del terreno allo stato palustre.

Depositi alluvionali prevalentemente limosi e sabbiosi con intercalazioni argillose - Questi depositi hanno una granulometria mediamente più grossolana di quelle dei terreni sopra descritti. Si tratta infatti di depositi prevalentemente limosi e argillosi al cui interno sono più o meno frequenti intercalazioni sabbiose. Le ripetute esondazioni verificatesi nel passato nella Pianura di Pisa, depositavano la frazione limosa meno fine prevalentemente nelle aree poste in prossimità del corso fluviale dell'Arno. Le zone il cui substrato è costituito da questi terreni sono leggermente più rilevate rispetto alle ex aree palustri in cui si ritrovano sedimenti mediamente più fini.

Terreni argillosi e limosi delle aree golenali (a) - Si tratta di sedimenti limo argillosi e sabbiosi depositi principalmente nelle aree comprese tra gli argini dei fiumi in tempi anche molto recenti durante le fasi di piena dei corsi d'acqua. Si tratta comunque di terreni caratterizzati da proprietà meccaniche generalmente scadenti ove la composizione argillosa prevale su quella sabbiosa.

I dati di base e letteratura raccolti nella fase di studio descrivono, quindi, per la zona di Pisa un'alternanza di litotipi da limo-argillosi a sabbiosi, spesso con geometria lentiforme, complessivamente sovrapposti a un importante livello di argille grigio-plastiche (argille compressibili o Pancone). Queste presentano caratteristiche meccaniche scadenti in relazione alla capacità portante e alla suscettibilità ai cedimenti cosicché la minore o maggiore profondità del loro tetto dal p.c. configura situazioni più o meno critiche dal punto di vista geotecnico. Dall'analisi della Carta della profondità del tetto delle argille compressibili di supporto al PS di Pisa (**Tavola 4**), emerge che nella zona in esame il tetto delle argille plastiche si trova a profondità di circa 7 m rispetto al piano di campagna.

A tal proposito, riguardo alla porzione di sottosuolo normalmente corrispondente al concetto di volume significativo, quella entro cui si esercita l'influenza delle strutture, relativamente alla sua stratigrafia e caratterizzazione geotecnica, si è deciso di procedere tramite indagini in situ al fine di raccogliere dati il più possibile dettagliati per una migliore progettazione sotto ogni punto di vista. Tutto ciò sarà discusso più avanti nei capitoli dedicati all'argomento.

Dal punto di vista litotecnico, come riportano gli elaborati di PS, i depositi in affioramento nell'area d'indagine sono costituiti prevalentemente da limi di colore nocciola, intercalati ad argille e, talvolta, a sabbie (denominati nella pertinente carta "Terreni prevalentemente limosi" e contrassegnati con il simbolo **li**). Si ritrovano prevalentemente in fasce adiacenti al corso attuale dell'Arno, come nella zona di Barbaricina, della Vettola, Pisa Sud, S. Giusto, S. Ermete, Ospedaletto e presso Le Rene. I parametri geotecnici di questi terreni sono variabili in relazione al tenore di limo, argilla o sabbia. In Via indicativa per quanto riguarda la frazione limo-argillosa è stato riscontrato che la R_p del penetrometro statico varia generalmente intorno a valori compresi tra 11 e 20 kg/cmq. La coesione varia tra 0,40 e 0,85 kg/cmq, mentre il coefficiente di compressibilità volumetrica m_v è compreso tra 12 e 25 cmq/t. L'angolo di attrito interno si mantiene attorno a valori generalmente bassi.

3.3 Lineamenti idrogeologici

Ricostruzioni stratigrafiche del sottosuolo della Pianura Pisana, ricavate dai numerosi pozzi esistenti e dai rilevamenti di superficie, evidenziano la complessità del sistema deposizionale marino-transizionale-continentale, nel quale si originano ripetute alternanze ed eteropie tra depositi a granulometria molto variabile. Sedimenti di natura sicuramente fluviale di età assai recente si trovano nel sottosuolo sepolti sotto altri di facies marina retrolitorale e, più verso il mare, sotto i sedimenti dei

lidi del sistema deltizio tardo-olocenico. Ciò a testimonianza di come sia stata fondamentale nello sviluppo di questa pianura la dipendenza dai cambiamenti glacio-eustatici del livello del mare.

Dal punto di vista litostratigrafico, pertanto, il substrato della Pianura di Pisa è caratterizzato da un'alternanza di sedimenti di ambiente continentale e ambiente marino. Le notevoli differenze litologiche e tessiturali dei litotipi presenti, che determinano importanti variazioni nel comportamento idrogeologico, influenzando in particolare la permeabilità, hanno determinato la formazione di un sistema acquifero multistrato che, dall'alto verso il basso, può essere così schematizzato:

Acquifero freatico - Si tratta dell'acquifero più superficiale della Pianura, un sistema complesso ed assai articolato con sede nei livelli più grossolani e spessore di qualche metro. La geometria in massima parte lenticolare di tali livelli sabbiosi e sabbioso-limosi comporta la presenza di alcune falde sospese a carattere semi-freatico. Il tetto della falda si trova generalmente in prossimità del piano di campagna, con scarsa escursione stagionale; tale posizione superficiale determina un'alta vulnerabilità dell'acquifero e ne impedisce l'utilizzo a scopi idropotabili.

Acquifero artesiano in sabbia - Assai sfruttato, corrisponde ai livelli sabbiosi marini e eolici, ubicati a circa 30-40 m di profondità in corrispondenza dell'area urbanizzata di Pisa e affioranti nella zona di Coltano, area di ricarica di questo acquifero.

Acquifero artesiano in ghiaia - Corrisponde al livello dei Conglomerati dell'Arno e del Serchio da Bientina, ubicato a circa 140-150 m di profondità in corrispondenza della città di Pisa, e rappresenta il più importante acquifero in pressione di tutta la pianura, molto sfruttato anche per usi idropotabili.

La Pianura Pisana è quindi costituita, in gran parte, dalla giustapposizione non ordinata di termini litologici a granulometria (e permeabilità) variabile, aggregati in lenti anche molto estese in senso orizzontale. Laddove prevale la componente limosa o sabbiosa del deposito, in cui i meati intergranulari sono interconnessi tra loro, si ha infiltrazione delle acque meteoriche, mentre in corrispondenza dei livelli più propriamente argillosi, impermeabili e a granulometria più fine, prevale il ruscellamento. Ciò si traduce in una circolazione idrica (seppur molto limitata) per falde sovrapposte, con deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi a più alto grado di permeabilità relativa. Le diverse falde sono comunque riconducibili a un'unica circolazione idrica sotterranea, dato che questo particolare tipo di sedimenti con forme lenticolari lascia moltissime soluzioni di continuità tra depositi permeabili o semipermeabili e depositi impermeabili.

Nell'area di interesse, l'associazione di litotipi prevalentemente limosi nei primi metri di sottosuolo si traduce in una permeabilità relativa primaria generalmente medio bassa che aumenta in corrispondenza dei livelli più o meno continui delle intercalazioni sabbiose e sabbioso-limose che ospitano il primo acquifero importante nel sottosuolo. Livelli praticamente impermeabili si hanno in corrispondenza delle intercalazioni puramente argillose e torbose esistenti oltre i 10 m dal p.c. locale.

La Carta idrogeologica di PS, realizzata a partire dalle campagne di rilevamento del maggio e dell'agosto 1994, pone nell'area di studio il livello di falda estivo a una quota intorno a 1 m sopra il l.m.m. che corrisponde a una profondità intorno al mezzo metro dal p.c. naturale (**Tavola 5**). Al riguardo, l'esame delle informazioni in nostro possesso confermano, tendenzialmente, il dato di cui sopra. Tuttavia, occorre ricordare che il freatico dell'area pisana, venendo alimentato dalle acque di pioggia e da queste influenzato, tende ad approfondirsi nei periodi siccitosi ed estivi mentre si trova

prossimo al piano campagna nei mesi piovosi. La soggiacenza del "freatico" risulta influenzata fortemente dalle precipitazioni atmosferiche e, quindi, dai periodi stagionali (livelli prossimi al piano campagna si registrano infatti durante il clima piovoso sia autunnale sia primaverile). In più, la superficie freatica può ben risentire delle escursioni stagionali della tavola d'acqua relativa al vicino Arno, che drena le falde acquifere, quando si trova nel periodo di magra, e che le alimenta quando è in piena.

4. Ricognizione delle norme di salvaguardia e dei vincoli

Le vigenti normative in materia di pericolosità e rischio sono, oggi, dettate essenzialmente dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del Fiume Arno e dalla Regione Toscana.

4.1 Condizioni di pericolosità idraulica (AdB Fiume Arno)

La cartografia redatta dal Comitato Istituzionale dell'Autorità di bacino del Fiume Arno, che è consultabile all'indirizzo <http://www.arno.autoritadibacino.it>, mostra la perimetrazione delle aree con pericolosità idraulica sia a un livello di sintesi in scala 1:25.000 che a uno di dettaglio alla scala 1:10.000, relativamente ai Piani stralcio Riduzione Rischio Idraulico (PRRI) e Assetto Idrogeologico (PAI).

Nel PRRI, approvato con D.P.C.M. 5 novembre 1999, il sito in esame si trova inquadrato all'interno di **aree interessate da inondazioni eccezionali**, come viene evidenziato nella Carta guida delle aree allagate redatta sulla base degli eventi alluvionali significativi del periodo 1966-1999 (**Stralcio 61**). Il medesimo Piano esclude, inoltre, che la zona d'interesse ricada all'interno di aree di pertinenza fluviale dell'Arno e dei suoi affluenti e che appartenga a perimetrazioni riguardanti interventi strutturali di qualsiasi genere.

Per quanto riguarda il PAI approvato con D.P.C.M. 6 maggio 2005, precedentemente adottato dal Comitato Istituzionale citato con D. 11 novembre 2004, n. 185 e successivamente modificata e integrata con D. 187/2005, la Carta della Perimetrazione delle aree con pericolosità idraulica - Livello di dettaglio (**Stralcio 351 mod. con Dec. S.G. n. 15/12**) inquadra il sito in oggetto all'interno di un'area caratterizzata da due livelli di pericolosità idraulica, ai sensi degli atti di indirizzo e coordinamento emanati a seguito della L. 183/1989 e sue successive modifiche e/o integrazioni (**Tavola 6**):

- la parte centro-meridionale della rotatoria si trova in pericolosità idraulica moderata - **CLASSE P.I.1**;
- la parte della zona Nord in pericolosità idraulica media - **CLASSE P.I.2**, al limite di una perimetrazione pericolosità idraulica elevata - CLASSE P.I.3.;

Al Titolo II "Aree a pericolosità idrogeologica", Capo I "Pericolosità idraulica", art. 5 delle Norme di attuazione del PAI si legge:

..... sono soggette alle norme del presente capo le aree individuate nelle cartografie di seguito specificate:

b) "Perimetrazione delle aree con pericolosità idraulica - Livello di dettaglio in scala 1:10.000".

Nella cartografia la pericolosità è così graduata:

- *pericolosità idraulica elevata (P.I.3) comprendente aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $TR \leq 30$ anni con battente $h < 30$ cm e aree inondabili da un evento con tempo di ritorno $30 < TR \leq 100$ anni e con battente $h \geq 30$ cm;*
- *pericolosità idraulica media (P.I.2) comprendente aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $30 < TR \leq 100$ anni e con battente $h < 30$ cm e aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $100 < TR \leq 200$ anni;*
- *pericolosità idraulica moderata (P.I.1) comprendente aree inondabili da eventi con tempo di ritorno $200 < TR \leq 500$ anni.*

Riguardo alle aree a pericolosità idraulica media e moderata (P.I.2 e P.I.1) e a quelle di ristagno, l'art. 8 afferma che:

Nelle aree P.I.2 e P.I.1 e nelle aree di ristagno sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio.

Nelle aree P.I.2 e P.I.1 e nelle aree di ristagno il P.A.I., nel rispetto delle condizioni fissate dagli strumenti di governo del territorio, persegue l'obiettivo di integrare il livello di sicurezza alle popolazioni mediante la predisposizione prioritaria da parte degli enti competenti ai sensi della legge 24 febbraio 1992, n. 225 di programmi di previsione e prevenzione.

Relativamente alle aree a pericolosità idraulica elevata (P.I.3), limitrofe alla rotatoria in progetto, l'art. 7 afferma che sono consentiti:

.....

b. interventi di adeguamento e ristrutturazione della viabilità e della rete dei servizi pubblici e privati esistenti, purché siano realizzati in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale;

c. interventi necessari per la manutenzione di opere pubbliche o di interesse pubblico;

d. interventi di ampliamento e di ristrutturazione delle opere pubbliche o di interesse pubblico, riferite a servizi essenziali, nonché la realizzazione di nuove infrastrutture parimenti essenziali, purché siano realizzati in condizioni di sicurezza idraulica in relazione alla natura dell'intervento e al contesto territoriale, non concorrano ad incrementare il carico urbanistico, non precludano la possibilità di attenuare o eliminare le cause che determinano le condizioni di rischio e risultino coerenti con gli interventi di protezione civile. Per tali interventi è necessario acquisire il preventivo parere favorevole dell'Autorità di Bacino;

Infine, riportiamo anche quanto regola l'art. 36 delle Norme di attuazione del PAI, seppur il progetto non sia interessato, come già detto, da tale perimetrazione:

Negli ambiti a pericolosità idraulica molto elevata (P.I.4) ed elevata (P.I.3) del tessuto insediativo, ferma restando la necessità della sua messa in sicurezza, sono consentiti gli interventi previsti dagli strumenti urbanistici vigenti alla data di entrata in vigore del PAI, purché sia dimostrato che tali interventi non determinano un aumento della pericolosità del contesto territoriale circostante e sia dimostrata, inoltre, l'assenza e/o l'eliminazione di pericoli per le persone ed i beni, anche tramite la messa a punto di interventi di carattere non strutturale.

4.2 Pericolosità e vulnerabilità del territorio secondo gli SU vigenti

Gli elaborati relativi alla pericolosità geologica, redatti a supporto del PS pisano, inquadrano il sito oggetto di studio in un'area a **CLASSE 3, SOTTOCLASSE 3a** di pericolosità, corrispondente a un grado medio-basso (**Tavola 7**). Tale classificazione è dovuta sia a motivi di ordine idraulico in applicazione dei

criteri proposti dalla ex D.C.R.T. 230/1994 e dalle prescrizioni geometriche in essa contenute sia a ragioni di natura geotecnica. La classe e la sottoclasse citate sono così definite in base all'art. 5 delle Norme di PS:

1.- classe 3 - pericolosità media: comprende zone in cui sono assenti fenomeni attivi, poste a quote inferiori a 2 metri misurate dal piede esterno dell'argine o, in mancanza, dal ciglio di sponda del corso d'acqua corrispondente e ricadente nel sistema della bonifica, oppure zone protette da opere idrauliche, per le quali esistono notizie storiche di esondazioni; si articolano in tre sottoclassi:

- sottoclasse 3a - pericolosità medio/bassa: comprende zone in cui il tetto delle argille compressibili è posto a profondità superiori a 2 metri dal piano campagna

Nel successivo art. 6 si legge:

3. Nelle zone ricadenti nella classe 3a - pericolosità medio/bassa le trasformazioni fisiche e le utilizzazioni di immobili possono essere definite e prescritte, ovvero dichiarate ammissibili, subordinatamente all'effettuazione di indagini idrologico-idrauliche, per le quali sono lasciati ampi margini di discrezionalità, a livello di bacino o di sottobacino interessato, tese a verificare l'assenza di implicazioni negative sul sistema di scolo delle acque.

Dalla Carta delle aree allagabili di PS, in cui sono state distinte e cartografate le aree soggette a frequenti esondazioni (golene dell'Arno), le aree soggette a episodi di tracimazione dei canali di bonifica e difficoltoso drenaggio delle acque in caso di eventi piovosi intensi, e le aree soggette a ristagno, si evince che il sito non risulta perimetrato all'interno di alcuna zona vincolata.

La Carta della pericolosità del territorio (**Tavola 7**) riporta, anche, gli **AMBITI A1** e **B** così come indicati dalla D.C.R.T. 230/1994, inquadrando l'area in oggetto in **AMBITO B**.

Il Fiume Arno, già in elenco ai sensi del D.C.R. 230/1994 della Toscana per quanto riguarda i "Provvedimenti sul rischio idraulico", era soggetto alle misure di salvaguardia per la difesa dai fenomeni alluvionali ai sensi del Titolo VII artt. 75, 76, 77, 78 e 79 relativi al Piano di Indirizzo Territoriale della Regione Toscana (PIT), approvato con Del.ne del C.R. 25 gennaio 2000, n. 12.

Il PIT, che distingue l'efficacia e gli ambiti di applicazione delle nuove disposizioni di salvaguardia mantenendo, rispetto alla D.C.R.T. 230/1994, la definizione degli Ambiti A1, A2 e B, elencava negli Allegati 4 e 5 il Fiume Arno (codice PI707), cui assegnava gli Ambiti A e B. L'Ambito B, che interessa direttamente il sito in studio, comprende ai sensi dell'art. 77 del PIT citato:

1. le aree potenzialmente inondabili in prossimità dei corsi d'acqua (Allegato n. 4 e n. 5) che possono essere necessarie per gli eventuali interventi di regimazione idraulica tesi alla messa in sicurezza degli insediamenti. Tale ambito corrisponde alle aree a quote altimetriche inferiori rispetto alla quota posta a due metri sopra il piede esterno d'argine o, in mancanza, sopra il ciglio di sponda.

2. Il limite esterno di tale ambito è determinato dai punti di incontro delle perpendicolari all'asse del corso d'acqua con il terreno alla quota altimetrica come sopra individuata e non potrà comunque superare la distanza di metri lineari 300 dal piede esterno dell'argine o dal ciglio di sponda.

Per gli ambiti di protezione idraulica gli interventi di trasformazione fisica e funzionale del territorio e degli immobili che lo compongono sono soggetti alle prescrizioni e vincoli di pertinenza dettati dalla normativa territoriale emanata dalla Regione Toscana. L'art. 77 del PIT "Salvaguardie per l'Ambito B" dice che:

.....

4. Tali salvaguardie si applicano quando lo strumento urbanistico generale o la relativa variante individua, all'interno dell'ambito "B", nuove previsioni relative alle zone C, D, F per attrezzature generali, esclusi i parchi, nonché per nuove infrastrutture a rete o puntuali che comportino nuove costruzioni o trasformazioni morfologiche; non costituiscono nuove previsioni le modifiche delle previsioni esistenti che comportino aumenti alla superficie coperta complessiva fino a mq. 200.

5. Tali salvaguardie si applicano inoltre alle nuove previsioni, in ambito "B" degli strumenti urbanistici generali e loro varianti, comunque volte a conseguire incrementi di superficie coperta superiore a 500 mq.

Inoltre le previsioni possono essere approvate se si verificano tutte insieme le seguenti condizioni, come riportato al punto 6 dello stesso articolo:

6.

a) si dimostri l'impossibilità di localizzare la previsione all'interno del tessuto urbano esistente anche tramite interventi di recupero urbanistico;

b) si dimostri la necessità, in rapporto a esigenze di interesse pubblico, di localizzare la previsione all'interno dell'ambito definito "B";

c) si effettui sul corso d'acqua interessato una specifica indagine idrologico-idraulica al fine di individuare l'eventuale presenza del rischio idraulico valutato sulla base della piena con tempo di ritorno duecentennale. In presenza di rischio idraulico così definito dovranno essere individuati nello strumento urbanistico gli interventi di regimazione idraulica dimensionati sulla base della piena con tempo di ritorno duecentennale nonché le aree da destinare alla localizzazione degli stessi per preservare le nuove previsioni e i centri abitati vicini. Gli interventi di regimazione idraulica non dovranno aggravare le condizioni di rischio a valle degli insediamenti da proteggere. Nel caso in cui il corso d'acqua interessato sia all'interno di comprensori di bonifica o sia ricettore di acque provenienti da tali comprensori gli interventi di regimazione idraulica dovranno essere correlati all'assetto idraulico degli stessi.

Occorre, tuttavia, sottolineare che l'elaborato di PS riferito agli ambiti di salvaguardia idraulica, non deve essere preso in considerazione nella sua totalità, in quanto la D.C.R. 230/1994 della Toscana e il successivo PIT 2000, riguardanti il rischio idraulico, risultano superati con la più recente D.C.R. 72/2007 (PIT Toscana) viste le approvazioni dei Piani di Assetto Idrogeologico (in questo caso con il PAI dell'Arno). Questa, infatti, ha ridotto le salvaguardie idrauliche rispetto alla precedente del 2000. Alla Deliberazione è comunque allegato un elenco di corsi d'acqua per i quali non sono più previsti degli Ambiti di rispetto (indicati con A1, A2 e B) ma per i quali resta solamente la fascia di rispetto assoluto pari a 10 metri (ex A1) all'interno della quale occorre applicare le salvaguardie.

Risultano, magari, da verificare le superfici permeabili, ai sensi dell'art. 4 comma 10 della D.C.R. 230/1994, per la quale si rimanda agli elaborati di progetto.

Il PTC della Provincia di Pisa, con la Carta della vulnerabilità degli acquiferi aggiornata al 2004, inquadra l'area specifica in **CLASSE 3a** di vulnerabilità idrogeologica, che corrisponde a un grado

medio. In questa classe si hanno situazioni in cui la risorsa idrica considerata presenta un certo grado di protezione, insufficiente tuttavia a garantirne la salvaguardia. Secondo le prescrizioni del PTC, tale classe di vulnerabilità comprende, tra le altre, nelle aree di pianura, le zone in cui sono ipotizzabili tempi di arrivo in falda di eventuali inquinanti superficiali compresi tra i 15 ed i 30 giorni, quali quelle interessate da falde libere in materiali alluvionali scarsamente permeabili con falda prossima al piano campagna, da falde idriche in materiali a medio-bassa permeabilità con piezometria depressa per cause naturali. Nella porzione Sud, l'opera in progetto lambisce la perimetrazione classificata a vulnerabilità elevata (**CLASSE 4a**) per la quale si hanno situazioni in cui la risorsa idrica presenta un grado di protezione insufficiente. In essa ricadono, nelle aree di pianura, le zone in cui sono ipotizzabili tempi di arrivo in falda compresi tra 1 e 7 giorni, quali quelle di ricarica di acquiferi confinati a media permeabilità, quelle interessate da falde libere in materiali alluvionali molto permeabili con falda prossima al piano campagna, quelle consistenti in terrazzi alluvionali antichi costituiti da litologie molto permeabili e direttamente connessi all'acquifero principale.

Riguardo a quest'ultimo tema, il Comune di Pisa con la Variante parziale al PS finalizzata allo sviluppo territoriale e al consolidamento e riorganizzazione funzionale delle UTOE n. 17, 36, 39, 40 (Titolo II, Capo II, L.R. gennaio 2005, n. 1), adottata con Del. C.C. n. 48 del 21 luglio 2005, inserisce il sito specifico in un'area a **CLASSE 3b** (vulnerabilità idrogeologica media) in base alle Norme del PTC, secondo cui la risorsa idrica presenta un grado di protezione mediocre e, nelle aree di pianura, sono ipotizzabili tempi di arrivo in falda compresi tra i 7 e i 15 giorni, come nel nostro caso, laddove si registrano falde libere in materiali alluvionali mediamente permeabili con livelli piezometrici prossimi al piano campagna.

4.3 Valutazione dei vincoli

Eccetto quelli già enunciati sopra, occorre sottolineare che il sito in esame ricade all'interno di perimetrazioni riguardanti sia il Vincolo archeologico ai sensi della ex L. 1089/1939 "Tutela delle cose di interesse artistico e storico", sia il Vincolo paesaggistico in riferimento alla L. 1497/1939 "Protezione delle bellezze naturali" e alla legge Galasso L. 431/1985.

5. Fattibilità per gli interventi

Dalla Carta dei sistemi e sub-sistemi di PS del Comune di Pisa, la zona interessata dalla corona giratoria della rotatoria in esame risulta inquadrata nel *Sistema ambientale*, a cavallo di un'Area di *connessione* (posta a N del limite meridionale della Via della Fossa Ducaria) e un'Area a *verde* (posta a S del limite prima citato); la porzione di territorio in oggetto appartiene all'UTOE 18 "BARBARICINA".

Il RU rende conforme l'opera in progetto inserendo l'incrocio tra Via della Fossa Ducaria e l'Aurelia Nord (viabilità urbana ed extraurbana) tra gli Interventi infrastrutturali e di riqualificazione. Al riguardo, descrizione, obiettivi e prescrizioni si trovano al Titolo 1.4 Disposizioni relative alle Infrastrutture per la Mobilità delle Norme tecniche di attuazione di RU.

Dal punto di vista geologico, per quanto riguarda la Fattibilità realizzativa dell'opera prevista, che può rientrare bene nella terminologia "*Riqualificazione e/o ristrutturazione della viabilità carrabile*

esistente”, gli elaborati di competenza di RU (vedi Note esplicative alla Carta della fattibilità geologica, Matrici di correlazione Trasformazioni / Pericolosità geologica per gli Ambiti esterni al centro storico, redatta dal geol. Marcello Ghigliotti nel 2001) assegnano una “Fattibilità con normali vincoli da precisare in sede di progetto” - CLASSE II -, equivalente cioè a livelli di rischio basso. L’art. 1.0.1.1 delle Norme tecniche di attuazione del RU specifica che per tale classe:

Non sono richieste indagini di dettaglio a livello di area complessiva. Il progetto deve basarsi su di un’apposita indagine geotecnica/idraulica mirata alla soluzione dei problemi evidenziati dalla Carta di Pericolosità del Piano strutturale del Comune di Pisa.

La relazione geologica e la relazione geotecnica/idraulica possono formare un unico elaborato nel quale la ricostruzione geologica del sito e la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo debbono essere reciprocamente coerenti: la relazione geotecnica/idraulica deve fare esplicito riferimento alla relazione geologica e viceversa.

Ricordiamo, a titolo informativo, che lo SU comunale non risulta adeguato né alla 26/R né tanto meno al successivo e sostitutivo D.P.G.R. 25 ottobre 2011, n. 53/R.

6. Indagini in situ

Oltre alle informazioni ricavate dalla bibliografia tecnica esistente, che ha permesso di raccogliere alcuni dati riguardanti le caratteristiche del sottosuolo più o meno vicino al sito d’interesse, è stata eseguita una campagna di indagine geognostica mirata al progetto specifico.

La ditta incaricata dalla PISAMO S.p.A., che ha eseguito le indagini, è l’**ICHNOGEO S.a.s.** di R. Chetoni (Sede Via Ilaria Alpi nn. 18/20 San Miniato Basso, Pisa), società inserita nell’elenco delle ditte certificate dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In **Figura 1** sono evidenziate le esatte ubicazioni delle varie prove svolte in situ, che in ordine temporale sono state:

- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono (**CPTU1**), eseguita in data 2 luglio 2013;
- n. 1 prospezione sismica superficiale mediante tecnica **MASW**, svolta nel giorno 3 luglio 2013;
- n. 3 sondaggi verticali in sismica passiva a stazione singola, **TR1** effettuato in data 3 luglio 2013, **TR2** e **TR3** realizzati il 5 luglio 2013;
- n. 1 profilo geoelettrico **ERT** disposto obliquamente rispetto a Via della Fossa Ducaria, svolto il 5 luglio 2013;
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo (denominato **Sondaggio_PISAMO**) con prelievo di 2 campioni indisturbati, eseguito nei giorni 29 e 30 luglio 2013;
- varie analisi di laboratorio sui 2 campioni di terreno raccolti durante il carotaggio, che sono state compiute nel mese di agosto 2013.

Occorre precisare, infine, che la logistica del luogo (campi agricoli coltivati e abbondante vegetazione arborea e arbustiva) ha reso difficilmente accessibile sia l’area posta a Nord dell’incrocio di Via della Fossa Ducaria e S.S. n. 1 Aurelia, dove è previsto il maggiore dei due ampliamenti della sede stradale, che quella a Sud dello stesso, andando così a vincolare fortemente la zona d’indagine come mostra la **Figura 1**.

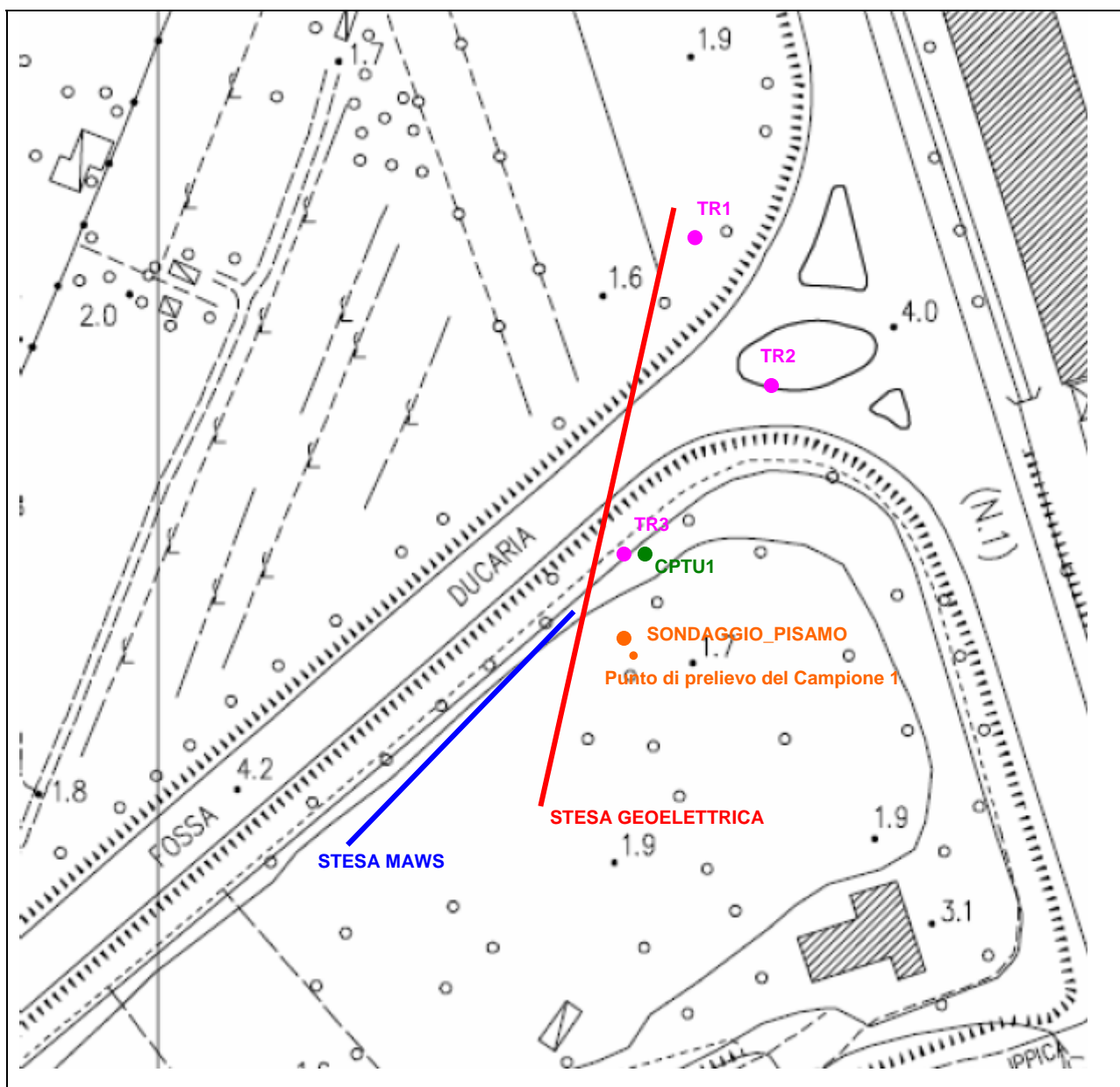


Figura 1 - Ubicazione in scala 1:1.000 della prova CPT1 (in verde), della stesa MAWS (in blu), dei sondaggi TR1, TR2 e TR3 (in rosa), del profilo geoelettrico (in rosso) e del carotaggio (in arancione), oltre al punto di prelievo del Campione 1 analizzato in laboratorio.

Possiamo affermare, comunque, che la sintesi dei dati in nostro possesso ha, così, permesso di caratterizzare dal punto di vista litostratigrafico il sito d'intervento, di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni presenti nel sottosuolo specifico e di valutarne le proprietà sismiche, ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008 e del D.P.G.R. 9 luglio 2009, n. 36/R della Toscana.

6.1 Prospezioni geofisiche

Con l'entrata in vigore delle NTC 2008 la stima della pericolosità sismica viene definita tramite un approccio "sito dipendente" e non più attraverso un criterio "zona dipendente". Per tale motivo si è deciso di eseguire una campagna d'indagine geofisica.

Il metodo **MASW** è una tecnica di indagine non invasiva fondata sulla sismica attiva che permette di determinare un profilo di velocità delle onde di taglio S , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Nel caso specifico sono state studiate le onde di Rayleigh.

Il metodo MASW consiste in tre fasi: la I fase prevede il calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale; nella II fase si calcola la velocità di fase apparente numerica; la III ed ultima fase consiste nell'individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio 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), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

L'indagine sismica passiva **HVSR** si basa sull'acquisizione del rumore sismico presente sulla superficie terrestre in modo passivo, ovvero senza trasmettere energia al terreno. La tecnica utilizzata per elaborare l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in sito è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V).

Tale tecnica è riconosciuta come affidabile nel fornire una stima della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo e nel fornire un importante contributo alla individuazione del profilo di velocità delle V_s in profondità.

Tutto ciò diventa facilmente fattibile quando è conosciuto il profilo litologico del sottosuolo tramite indagini geognostiche di tipo diretto (es. penetrometrie e/o carottaggi), come nel nostro caso.

Infine, considerati i materiali antropici esistenti al di sotto dell'attuale sede stradale, che interferiscono con i terreni naturali presenti sul sito specifico, e visto l'elevato rumore di fondo causato dal traffico veicolare, pressoché continuo e logisticamente difficile da gestire, abbiamo deciso di proporre alla Committenza un modo alternativo alle classiche campagne di indagine geofisica, ovvero una tomografia geoelettrica, oltre a tutto quello già citato, al fine di distinguere il corpo antropico del rilevato stradale e la sua profondità di posa sul terreno naturale.

La cosiddetta Tomografia della Resistività Elettrica **ERT**, usata nello specifico, è una metodologia che dà modo di ottenere informazioni in simultanea dipendenza dalla profondità e dalla distanza orizzontale. Questa, che nella pratica geofisica costituisce l'evoluzione attuale della nota prospezione geoelettrica, è stata messa a punto grazie ai progressi dell'elettronica, sia per un'acquisizione automatica sul campo che per un'interpretazione dei dati in termini bi-/tri-dimensionali. Sfruttando, infatti, la possibilità di poter avere direttamente sul campo pc dedicati, essa permette di disporre sull'area da investigare un elevato numero di elettrodi, con distanza reciproca dipendente dalla risoluzione e dalla profondità d'indagine richieste, sui quali viene alternativamente mandata la corrente o misurata la differenza di potenziale, in una sequenza pre-programmata e interamente automatica. Si ottiene l'evoluzione sia verticale che laterale della resistività apparente, che è uso rappresentare in forma di pseudosezione: cioè come una matrice di valori organizzati in un piano, dove le colonne rappresentano la distanza sul terreno e le righe rappresentano un parametro associato alla larghezza complessiva del quadripolo.

Si ottiene un grafico nel quale tutti i punti di uguale resistività apparente vengono collegati da una curva detta iso-resistiva e le aree interposte tra queste colorate da un'opportuna scala cromatica. Questo quadro deve essere "interpretato" in modo cioè da poter sostituire alle resistività apparenti la reale geometria della distribuzione dei valori della resistività reale. La ricerca ha messo a punto diverse strategie d'approccio al problema dell'interpretazione o, in termine più tecnico, dell'inversione dei dati, strategie dipendenti essenzialmente dal grado di dimensionalità che i dati stessi contengono.

Ad esempio, se le iso-resistive di cui sopra hanno un andamento prevalentemente orizzontale, l'inversione verrà compiuta ricorrendo a modelli di distribuzione della resistività elettrica secondo strati piani paralleli. In questo caso si parlerà di modelli monodimensionali o, più sinteticamente, 1D, in quanto la resistività elettrica varia soltanto lungo una delle 3 direzioni spaziali, la profondità. Qualora le iso-resistive mostrino un quadro più complicato, l'approccio più corretto è di tipo 3D, che può a sua volta essere semplificato in un approccio modellistico di tipo 2D, se è sufficientemente attendibile l'ipotesi che le strutture indagate siano allungate nella direzione trasversale a quella del profilo di misura. Ricostruita la distribuzione della resistività elettrica reale, si pone il problema di definirne l'informazione geologica contenuta.

La resistività elettrica, infatti, è una proprietà fisica che dipende da più fattori, in particolare dalla composizione mineralogica del sottosuolo indagato, dalla sua tessitura, dalla porosità, dal contenuto d'acqua e dalla salinità di questa. L'asserzione è più comprensibile se si pensa che, esclusi pochi minerali semiconduttori, la conduzione nelle rocce è assicurata dal movimento di ioni, o all'interno della struttura solida del materiale o attraverso i pori contenenti acqua con qualche elettrolita disciolto. Il problema, in generale, si risolve con un opportuno procedimento di "taratura" che viene compiuto mediante l'esecuzione di una o più prove dirette (p.e. sondaggi e penetrometrie) al fine di determinare in situ e nei punti corrispondenti alle anomalie elettriche la resistività elettrica delle litologie presenti nella zona, attribuendo loro un significato fisico.

In questo modo, con delle indagini indirette e poco invasive, si è potuto anche estendere le conoscenze litologiche a quell'area, citata precedentemente, che è risultata di difficile accessibilità ai mezzi pesanti della ditta ICHNOGEO, come la sonda o il penetrometro.

Relativamente alla campagna geofisica, è stata redatta dalla **ICHNOGEO S.a.s.** una relazione tecnica (Allegato A), che descrive la strumentazione utilizzata, la metodologia e l'acquisizione delle varie indagini svolte e i risultati raggiunti.

6.2 Prova penetrometrica statica CPTU

Lo strumento utilizzato per questa prova è un penetrometro statico con piezocono modello Pagani Geotechnical Equipment tipo TG 73 200 KN.

Tale penetrometro è autoancorante tramite elicoidi di diametro 220 mm (profondità di infissione di circa 170 cm), integrato nella punta, con acquisizione dati automatica, punta elettrica con celle di carico separate per Rp e RI, piezocono e due inclinometri.

La prova con piezocono (CPTU) è l'evoluzione della prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT). I valori di resistenza del terreno non vengono più rilevati con un sistema di aste scorrevoli, che trasmettono i carichi di rottura del terreno ad una cella di carico, bensì con degli estensimetri posti direttamente all'interno della punta. Questi estensimetri, con deformazioni dell'ordine

del millimetro relative ai componenti della punta, producono dei segnali elettrici proporzionali alle variazioni di carico e, quindi, alle componenti di resistenza del terreno. I segnali elettrici vengono digitalizzati con convertitori direttamente posti all'interno della punta e vengono memorizzati in un circuito interno. I segnali digitalizzati possono essere inviati direttamente in superficie, dove è presente una apposito PC con funzioni di memorizzazione e salvataggio dati.

La prova CPTU garantisce precisione e linearità delle letture, rilievo dei valori ogni centimetro e raccolta dei valori di sovrappressione U o P_n durante l'infissione. L'infissione della punta, in caso di terreno saturo, produce una variazione della pressione neutrale (U o P_n) inversamente proporzionale alla permeabilità.

Con il piezocono Pagani è, infatti, possibile acquisire durante il movimento continuo di spinta le grandezze Q_c (resistenza di punta) e F_s (attrito laterale) ogni centimetro di profondità. Il sistema acquisisce, inoltre, il valore della U o P_n (pressione idrostatica dei pori), l'angolo di inclinazione della batteria delle aste e il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento).

Caratteristiche del piezocono Pagani	
Canali di misura	Dimensioni
Resistenza di punta (q_c): 10, 50, 100 MPa	Angolo apertura cono: 60°
Attrito laterale (f_s): 0,5 MPa	Diametro: 36 mm
Pressione nei pori (U): 2,5 MPa	Sezione di spinta: 10 cmq
Inclinazione: 0 - 40°	Superficie laterale: 150 cmq
	Peso: 3,5 kg
	Lunghezza: 855 mm

L'indagine penetrometrica è stata eseguita nel rispetto delle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geognostiche" redatte dall'Associazione Geotecnica Italiana e sulla base della "Raccomandazione ISSMFE" per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa.

Nello specifico, la prova penetrometrica **CPTU1** è stata spinta oltre i 15 m di profondità dal p.c. come riportato nel Certificato n. 0802/13 del 5 luglio 2013 della **ICHNOGEO S.a.s. (Allegato B1)**. Una documentazione fotografica sommaria relativa a questa indagine viene riportata nell'**Allegato B2**.

6.3 Sondaggio geognostico

Il sondaggio geognostico (**Sondaggio_PISAMO**) è stato eseguito a carotaggio continuo dalla ICHNOGEO S.a.s., utilizzando una sonda modello Soil Mec tipo SM 401.

La strumentazione ha permesso di operare l'infissione di un carotiere semplice, effettuata a spinta e rotazione, attraverso aste di piccolo spessore per aprire un foro pari a 101 mm di diametro e raggiungere una profondità di 18,50 m dal p.c. Per la stabilità delle pareti, i tratti carotati sono stati rivestiti con tubazione di diametro interno maggiore di quello del carotiere (127 mm).

È stato seguito, pertanto, il metodo "convenzionale" che consiste in una continua alternanza di manovre di carotaggio e di rivestimento. Con questa tipologia d'indagine è stato possibile prelevare sia

le carote di terreno sulla verticale del punto di sondaggio, sia due campioni indisturbati di terreno.

In verità, il campione più superficiale (preso tra 2 e 2,50 m) è stato prelevato con un foro posto in prossimità del punto di carotaggio studiato. Le previste profondità da campionare, pensate tra i 3 m e i 4 m dal p.c. in base alla prova penetrometrica CPTU1, sono risultate, infatti, caratterizzate da depositi a natura semincoerente e saturi di acqua così da non permettere un prelievo sicuro del terreno.

Al Certificato n. 0803/13 del 5 settembre 2013 relativo alla perforazione, rilasciato dalla **ICHNOGEO S.a.s.** e riportato nell'**Allegato C1**, va abbinato il profilo litostratigrafico redatto nell'**Allegato C2** e ricostruito dal sottoscritto, che ha curato la direzione di tutti i lavori geognostici. Nell'**Allegato C3** è inserito un generale documento fotografico dell'esecuzione del carotaggio e delle carote di terreno del sottosuolo. Nel **CD-rom allegato**, oltre al presente lavoro in formato .pdf, abbiamo riportato in dettaglio l'intero report fotografico del sondaggio, le carote di terreno e i particolari delle stesse.

6.4 Prove di laboratorio

Tali prove, eseguite nell'agosto 2013 dal laboratorio della **ICHNOGEO S.a.s.**, il cui Direttore è il geol. Roberto Chetoni, hanno valutato le caratteristiche generali, i parametri e le proprietà indice dei terreni campionati, analizzato le loro granulometrie e sottoposto i provini ad analisi meccaniche (**Tabella 3**).

SONDAGGIO_PISAMO	S1	S1
CAMPIONE	C1	C2
Profondità di campionamento (in m)	2,00 – 2,50	12,00 - 12,50
Classificazione		
Ghiaia (%)	0,1	0,9
Sabbia (%)	45,5	0,9
Limo (%)	42,9	25,5
Argilla (%)	11,5	72,2
Contenuto natur. acqua W_n (%)	66,31	25,40
Peso di volume natur. γ (kN/mc)	18,37	15,64
Peso di volume secco γ_{dry} (kN/mc)	14,32	9,12
Indice dei vuoti e	0,882	1,891
Limite liquido W_L (%)	27	72
Limite plastico W_p (%)	N. P.	39
Indice di Plasticità I_p		33
Coeff. di consolidazione C_v (cmq/s) *	1,01E-02	3,18E-04
Coeff. di compressib. mv (kPa-1) *	4,81E-04	1,19E-03
Mod. edometrico M (KPa) *	2079	840
Coeff. di permeab. vertic. K_v (cm/s) *	4,88E-07	3,79E-08
Coeff. di consolidazione C_v (cmq/s) **	1,23E-02	1,92E-04
Coeff. di compressib. mv (kPa-1) **	2,89E-04	7,24E-04
Modulo edometrico M (KPa) **	3460	1381
Coeff. di permeab. vertic. K_v (cm/s) **	3,54E-07	1,39E-08
Coesione non drenata C_u (kPa)	ELL non svolta	18,4 (provino 1) / 8,9 (provino 2)
Mod. di Young iniziale, non drenato E₀ (MPa)	ELL non svolta	3,1 (provino 1) / 0,4 (provino 2)
Mod. di Young 50%, non drenato E₅₀ (MPa)	ELL non svolta	0,7 (provino 1) / 0,3 (provino 2)
Coesione efficace C' (kPa)	13,5	6,2
Angolo di attrito interno efficace ϕ' (gradi)	30,43	18,66

Tabella 3 - Parametri ricavati dalle analisi effettuate sui 2 campioni raccolti durante la perforazione svolta nel luglio 2013 (* per gradino pari a 49-98 KPa, ** per gradino pari a 98-196 KPa).

Nella tabella precedente viene visualizzata la scheda di sintesi dei parametri geotecnici delle terre studiate, mentre tutti i certificati delle analisi di laboratorio sono riportati nell'**Allegato D**.

I parametri geotecnici ricavati e le tipologie d'indagine alle quali facciamo riferimento sono: il peso di volume γ , medio, in condizioni di umidità naturale, l'umidità allo stato naturale W_n , le granulometrie, i limiti di Atterberg (liquido, plastico, ecc.), la prova di compressione assiale con espansione laterale libera (ELL), la prova di consolidazione edometrica, la prova di taglio diretto consolidato - drenato (CD).

7. Sismicità dell'area e azioni sismiche di sito

Come detto in precedenza, la stima della pericolosità sismica viene definita, attualmente, tramite un approccio "sito dipendente".

7.1 Zonizzazione sismica

In materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e relativamente alle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, è stata emanata l'O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 "Primi provvedimenti in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" (modificata e integrata nel tempo) che, a seguito della nuova mappa sismica dei comuni italiani contestualmente ridisegnata, disciplina la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

Con il D.M. 14 gennaio 2008 e la Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici 2 febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle N.T.C. di cui al D.M. 14 gennaio 2008" è diventata operativa la nuova normativa sismica sopracitata.

In base alla nuova mappa di pericolosità sismica dei comuni italiani (O.P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone"), le Regioni hanno aggiornato gli elenchi delle zone sismiche, nell'ambito del proprio territorio di competenza, perseguendo altresì l'omogeneizzazione delle mappe, soprattutto nelle aree di confine con altre regioni e definendo eventualmente le sottozone, nell'ambito di uno stesso comune, differenziate anche in relazione alle caratteristiche geolitologiche e geomorfologiche di dettaglio.

Per quanto riguarda il territorio toscano, la recentissima mappa regionale, che è stata approvata con **D.G.R.T. n. 878 del 8 ottobre 2012**, inserisce il territorio del Comune di Pisa in un'area a bassa sismicità (**Zona Sismica 3**), modificando la precedente classificazione, la quale prevedeva la Zona Sismica 3S con stesso livello di sicurezza e protezione relativo alla Zona 2.

In base al **D.P.G.R. 22 ottobre 2012, n. 58/R della Toscana** "Regolamento di attuazione dell'articolo 117, comma 2, lettera g) della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio). Verifiche nelle zone a bassa sismicità. Determinazione del campione da assoggettare a verifica", la **Zona Sismica 3** viene suddivisa in fasce di pericolosità che tengano conto del valore di accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico su suolo rigido e pianeggiante (Categoria A), allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), riferito al periodo di ritorno (T_R) di 475 anni, corrispondente in termini progettuali ad una vita nominale (V_N) di 50 anni e classe d'uso (C_U) pari

GEOLOGIA & DINTORNI

ad 1 (classe d'uso II), di seguito indicato " a_g ":

- a) **fascia A**, contraddistinta da valori di $a_g > 0,15g$;
- b) **fascia B**, contraddistinta da valori di $0,125 < a_g \leq 0,15g$;
- c) **fascia C**, contraddistinta da valori di $a_g \leq 0,125g$;

Ai sensi dell'art. 107, comma 1, lettera d-bis della L.R. 1/2005, il progettista assevera la zona sismica e la fascia di pericolosità del sito, specificandone il valore a_g .

L'azione sismica di progetto prende in considerazione anche il fattore **S** che è direttamente legato al profilo litostratigrafico del sottosuolo su cui insistono le opere. Tale fattore **S** unito al già citato a_g , fornisce un'idea degli effetti di sito attraverso la relazione $S \times a_g$ (Accelerazione di progetto).

Oggetto delle nuove norme è la disciplina per la progettazione e la realizzazione di opere di fondazione e di sostegno in terreni soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione dei requisiti a cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni di fondazione soggetti alle medesime azioni.

7.2 Pericolosità sismica del sito

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento" V_R espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari a un valore prefissato; la probabilità è denominata Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento PV_R . Questa rappresenta l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica del territorio nazionale è, invece, definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (Categoria A di sottosuolo, vedi oltre), con superficie topografica orizzontale (Categoria topografica T1, vedi oltre), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R nel periodo di riferimento V_R (nostro caso 75 anni).

Un'alternativa è l'uso di accelerogrammi, purché congruenti con la pericolosità sismica del sito.

Ai fini delle NTC 2008 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , 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.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo di riferimento, i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno (variabili tra 30 e 2475 anni). I valori dei principali parametri sismici (a_g , F_0 , T_c^*) sono attualmente forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV).

Tutto ciò che riguarda l'individuazione della pericolosità sismica di sito viene riportato nell'**Allegato E** (da "GeoStru Parametri Sismici").

7.3 Categoria di sottosuolo e condizione topografica

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, ovvero dalle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito specifico.

Per definire l'azione sismica di progetto, come già detto, abbiamo deciso di valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

Nel suo complesso, l'indagine sismica, relativa alle velocità delle onde S e fornita dall'elaborazione integrata delle due tecniche usate in campagna, evidenzia un'inversione di velocità vicina alla superficie (nel sondaggio verticale HVSR posto sulla piazzola dell'attuale incrocio questa inversione è ben identificabile) e un progressivo aumento delle velocità con la profondità, come si può notare analizzando la relazione di pertinenza allegata al presente lavoro.

In accordo con gli indirizzi e criteri per la microzonazione sismica (Dip. Della Protezione civile – 2008), la presenza di una inversione di velocità nel profilo delle Vs di una successione litostratigrafia si intende realizzata quando un terreno rigido sovrasta stratigraficamente un terreno meno rigido (soffice) con un rapporto $V_{srig}/V_{ssof} > 2$, con la Vs dello strato più rigido maggiore di 500 m/s.

Nel nostro caso, non si può parlare di inversione di velocità in quanto lo strato rigido superficiale risulta legato sia al rilevato stradale per quanto riguarda il punto del sondaggio verticale TR2, sia ad un deposito normalconsolidato relativamente ai luoghi di prova delle aree agricole esaminate.

I risultati dell'indagine geofisica (in particolar modo, il profilo MASW) indicano, inoltre, una velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m (V_{s30}) pari a **168 m/sec**. Questo permette di definire il sito in esame come appartenente alla **Categoria di sottosuolo D**, in base alle indicazioni delle NTC 2008 (**Tabella 3**).

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Tabella 3 - Categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II delle NTC 2008).

Le registrazioni HVSR a stazione singola eseguite nell'area d'interesse mostrano un andamento dello spettro H/V molto simile tra loro. In termini di amplificazione sismica, i valori compresi tra **0,6 Hz** e **1,8 Hz** possono rappresentare bene le frequenze di risonanza caratteristiche del sito specifico, con massimi relativi intorno a **1,5 Hz**.

Occorre, anche, far notare che la curva H/V, leggendola dalle alte frequenze alle basse, risale in maniera non brusca e mantiene una certa inclinazione dai valori di 2,5 Hz fino a valori intorno a 1/1,5 Hz. Tale andamento potrebbe, probabilmente, rappresentare un aumento progressivo di rigidità con la profondità, già a partire dai 15-20 m dal piano campagna del luogo.

Dal punto di vista topografico, la superficie del sito in esame presenta una configurazione semplice, pianeggiante e, pertanto, riferibile alla **Categoria T1** (classificazione NTC 2008, **Tabella 4**).

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 $i > 30^\circ$

Tabella 4 - Categorie topografiche (Tab. 3.2.IV delle NTC 2008).

7.4 Stati limite e probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli **Stati Limite di Esercizio** (SLE) sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **Stati Limite Ultimi** (SLU) sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella **Tabella 5**.

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%

Tabella 5 - Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato (Tab. 3.2.I delle NTC 2008).

Qualora la protezione nei confronti degli SLE sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

L'**Allegato E** (da "GeoStru Parametri Sismici"), che individua la pericolosità del sito specifico, mostra la strategia di progetto, viste la tipologia dell'opera e le considerazioni effettuate precedentemente, ed esplicita i valori di progetto dei parametri sismici per gli stati limite d'interesse, riferiti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento. Si può notare che, per un $T_R = 475$ anni (stato limite SLV), abbiamo $a_g = 0,137g$.

Relativamente alla fascia di pericolosità sismica, per come viene definita, il valore di riferimento $a_g = 0,118g$ pone il sito specifico nella **fascia C di pericolosità sismica**.

7.5 Valutazione dell'azione sismica di progetto

Una delle novità delle NTC 2008 è, appunto, la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori a_g , F_o e T^*C per nove periodi di ritorno T_R .

Il moto sismico di ciascun punto del suolo al di sotto della costruzione può essere decomposto in componenti secondo tre direzioni ortogonali (due orizzontali contrassegnate da X e Y ed una verticale contrassegnata da Z). Per ciascuna componente dell'azione sismica può essere fornita una rappresentazione puntuale mediante la sola accelerazione massima attesa, attraverso l'intero spettro di risposta o con storie temporali dell'accelerazione (accelerogrammi). Qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti, si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione. Altrimenti si deve tener conto della variabilità spaziale del moto, nei modi definiti dalle NTC 2008 (non nel nostro caso).

La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4s$ ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno.

7.5.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
\end{array}$$

nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale orizzontale.

Nelle precedenti espressioni i vari termini che entrano in gioco hanno i seguenti significati:

- S è il coefficiente che tiene conto della Categoria di sottosuolo e delle Condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \times S_T$ essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali \times diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{(10/(5 + \varepsilon))^3} \geq 0,55$ dove (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_0 è il fattore di amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \times T^*C$ con C_C coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante ($T_B = T_C / 3$);
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione $T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$.

Le condizioni del sito di riferimento rigido, in generale, non corrispondono a quelle effettive. È necessario, quindi, modificare la forma spettrale su sottosuolo di Categoria A attraverso il coefficiente stratigrafico S_S , il coefficiente topografico S_T e il coefficiente C_C che incide sul valore del periodo T_C .

Per sottosuolo di Categoria A, infatti, 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 A, mediante le espressioni fornite dalle NTC 2008 (**Tabella 6**), nelle quali g è l'accelerazione di gravità e il tempo è espresso in secondi.

Allo stesso modo, 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 sotto (**Tabella 7**), in funzione delle categorie topografiche, già definite, e dell'ubicazione dell'opera/intervento.

Anche se non è il nostro caso, ricordiamo che la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

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

Tabella 6 - Espressioni di S_c e C_c (dalla Tab. 3.2.II delle NTC).

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

Tabella 7 - Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (Tab. 3.2.VI delle NTC).

7.5.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni che seguono, dove T e S_{ve} sono, rispettivamente, il periodo di vibrazione e l'accelerazione spettrale verticale. F_v è invece, il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione $F_v = 1,35 \times F_0 (a_g / g)^{0,5}$.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

I valori di a_g , F_0 , S , η sono già stati definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_S , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella **Tabella 8**.

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in **Tabella 7**.

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Tabella 8 - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale (Tab. 3.2.VII delle NTC 2008).

7.5.3 Gli spettri di progetto per gli stati limite

Per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R .

Per le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R considerata, con le ordinate ridotte di un determinato fattore.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 a_g$.

7.5.4 Calcolo dei parametri sismici e dell'accelerazione massima attesa sul sito

Nell'**Allegato E** sono esposti i parametri e i coefficienti sismici (indipendenti e dipendenti), nonché l'accelerazione massima attesa sul sito A_{max} . Tali valori sono riferiti a opere fondazionali superficiali. Questi sono rappresentati dal coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s , coefficiente funzione della categoria di sottosuolo C_c , coefficiente di amplificazione topografica S_T , coefficiente sismico orizzontale K_h , coefficiente sismico verticale K_v e coefficiente sismico orizzontale Beta.

8. Modellazione geologica e parametri medi del sottosuolo

Attraverso la correlazione dei dati emersi sia dalle indagini eseguite in situ che dalle informazioni relative a lavori svolti in zona, è stato ricostruito il profilo geologico del sottosuolo nell'area d'interesse. Infatti, le sequenze litostratigrafiche descritte nel carotaggio eseguito per il presente lavoro hanno permesso di convalidare con buona precisione i valori di resistenza di punta e laterale, nonché quelli di pressione ricavati dalla prova CPTU, e tarare la resistività elettrica delle litologie presenti nel sottosuolo specifico (in particolare nell'area N dell'incrocio sede degli interventi dove non è stato possibile accedere con i mezzi di indagine diretti), attribuendo loro un significato fisico.

A conclusione del capitolo, sono stati attribuiti dei valori geotecnici medi, come da normativa, ai vari orizzonti litologici individuati nel MODELLO GEOLOGICO di sintesi.

8.1 Ricostruzione litologica lungo la verticale della CPTU

Lo studio dei dati penetrometrici consente di ricostruire direttamente la litostratigrafia del sottosuolo lungo la verticale indagata.

Nel caso specifico, la modellizzazione è stata eseguita secondo l'abaco di Robertson (1986), riportato in **Figura 2**, e i vari grafici ed elaborati da questo derivati, partendo dalle restituzioni numeriche della prova penetrometrica.

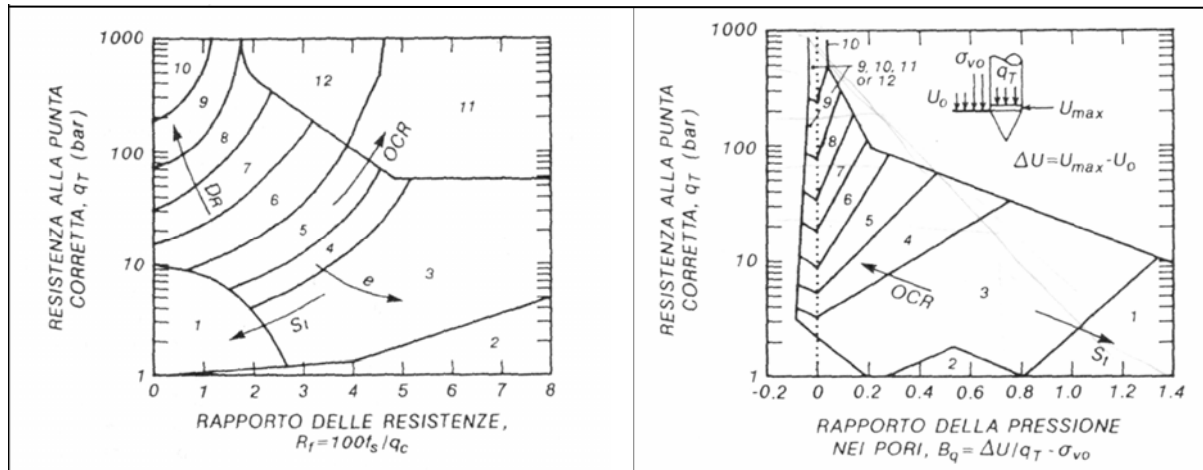


Figura 2 - Abaco di Robertson (1986) e un suo derivato.

In generale, durante l'approfondimento del piezocono nel terreno, se la punta incontra uno strato di argilla, si registra che la U , ovvero la variazione di pressione neutra durante l'infissione, assume valori elevati, spesso inversamente proporzionali alla permeabilità K del materiale attraversato.

Quando la punta incontra uno strato di sabbia, dopo poco la U si dispone su una linea che approssima l'idrostatica. A tale proposito, nella elaborazione delle prove CPTU, si prende come U di riferimento una linea idrostatica che parte dal livello della prima falda freatica e prosegue linearmente; tale assunto può non essere vero qualora le falde incontrate abbiano una pressione neutrale a riposo differente da quella idrostatica (ad esempio, falde confinate, artesiane o in sottopressione). Pertanto si può dire che:

- in argilla la resistenza di punta è bassa (comunemente minore di 1 MPa) e la resistenza laterale è relativamente alta, il che incrementa il valore del rapporto R_f (pertanto tale rapporto aumenta passando da terreni sabbiosi a terreni argillosi);
- in sabbia la resistenza di punta è alta e quella laterale è bassa (il rapporto R_f è basso);
- la U in sabbia si dispone all'incirca secondo l'idrostatica, in argilla è notevolmente più elevata.

Dato che il valore della U dipende, anche, dalle caratteristiche di consolidazione del terreno, in termini di storia tensionale, il confronto fra diversi parametri o combinazioni dei tre parametri rilevati (q_c , f_s e U) permette una classificazione del terreno in questo senso. Inoltre, il rilievo della U garantisce, già nel piezocono, una "correzione" dei valori di resistenza di punta, ovvero una depurazione dall'effetto della presenza di acqua nel terreno durante la penetrazione; ciò trova riscontro nel grafico di Robertson, introducendo una resistenza di punta "corretta" q_t . Il grafico derivato mostra una classificazione del terreno in base a prove CPTU, impiegando il rapporto $B_q = \Delta U / (\sigma_T - \sigma^1_{v0})$ riferito quindi alla U .

Ciò ha dato modo di ottenere una descrizione dettagliata della verticale indagata, un indice della storia tensionale del deposito attraversato, informazioni sulle caratteristiche di consolidazione del terreno e dati sulle condizioni di falda (**Allegato F**), utilizzando il software CPET-IT della Geologismiki, sia per un'uscita grafica della CPTU che per una loro elaborazione geotecnica, grazie alle relazioni di

GEOLOGIA & DINTORNI

amicizia che intercorrono tra lo scrivente e la ditta Geoservizi S.n.c. di Ghezzeno, nelle persone del dott. Maurizio Cosco e dott. Francesco Spadaro, che sono in possesso della licenza.

Il software, che interpreta i dati di penetrometrie CPTU, è stato sviluppato in collaborazione con Gregg Drilling & Testing Inc., azienda leader in indagini in sito e CPT, e il professor Peter Robertson, coautore del libro di testo completo sulle CPT. Il programma esegue interpretazione in termini di comportamento tipo del terreno (Soil Behavior Type - SBT), di valori geotecnici del sottosuolo e di parametri fisico-meccanici di progetto, utilizzando le attuali correlazioni pubblicate sulla base del riesame globale da parte di Lunne, Robertson e Powell (1997), così come gli ultimi aggiornamenti redatti dal professor Robertson.

8.2 Ricostruzione litologica lungo la verticale del carotaggio

La metodologia d'indagine diretta garantita da un sondaggio a carotaggio continuo permette di ricostruire le effettive sequenze litostratigrafiche dei terreni perforati. Nel nostro caso sono state rinvenute successioni deposizionali la cui natura è attribuibile, soprattutto, a facies di pianura alluvionale. È stato possibile, inoltre, riscontrare fasi di ambiente lagunare, con i terreni associati che prendono il noto nome di "Pancone", e rarissime fasi palustri con i sedimenti caratterizzati da sostanze organiche e materiali torbosi.

I primi sedimenti continentali di una certa rilevanza e costituiti da livelli di limi e sabbie con frazione fine limo-argillosa si registrano verso la superficie, dai -2,5/-3 m fino ad una quota di circa -9/-10 m dal piano campagna. È sviluppata una vera e propria successione continentale dominata da probabili corpi di canale fluviale, prevalentemente incoerenti, intervallati a sedimenti coesivi di pianura, dove la rarissima presenza di materiale organico è indice di ambiente lacustre e palustre. Sopra si registrano dei limi argillo-sabbiosi piuttosto consistenti, con colori tipici dell'alterazione, parzialmente ossidati, probabilmente depositatisi in aree talvolta emerse.

Al di sotto dei depositi continentali, si hanno orizzonti di argille e argille limose con colori grigio azzurri a consistenza plastica ("Pancone"), riferibili all'apparato deltizio-lagunare dell'Arno di età olocenica; la loro base raggiunge sicuramente i -20 m di profondità dal p.c. locale.

Nell'**Allegato C2** sono riportate le descrizioni litologiche degli orizzonti individuati lungo il sondaggio, secondo scansioni variabili con intervalli di profondità da decimetrici a metrici, fino alla massima profondità raggiunta, ovvero 18,50 m dal p.c. locale.

8.3 Ricostruzione litologica lungo il profilo geoelettrico

L'indagine geofisica con la tecnica della tomografia della resistività elettrica di superficie (ERT), integrata con dati litostratigrafici di taratura, ha consentito di ricostruire il quadro elettrostratigrafico del sottosuolo indagato fino ad una profondità media di 15 m dal p.c., oltre che ad identificare la struttura e lo spessore del rilevato stradale attraversato dall'indagine stessa.

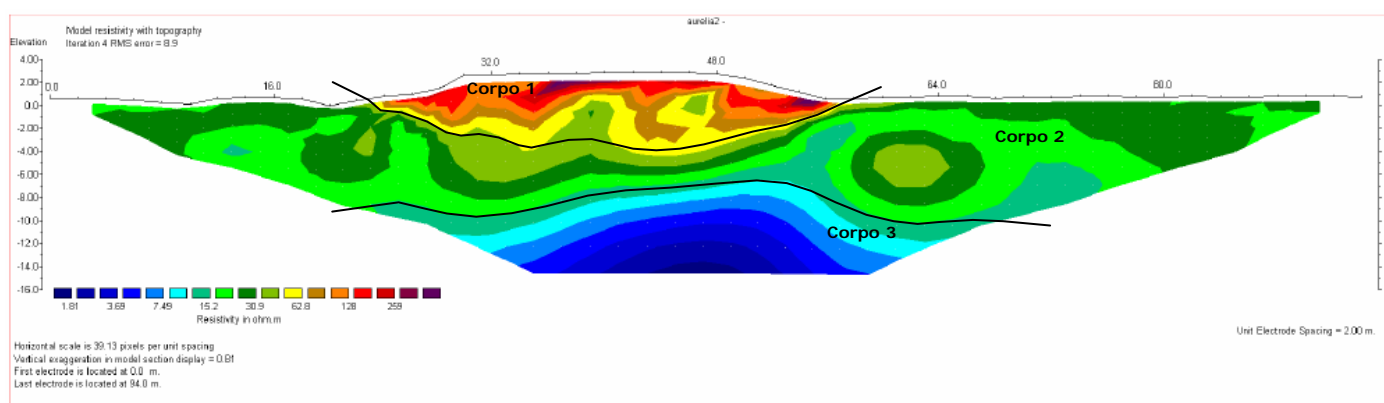
Schematicamente il sottosuolo dell'area indagata è costituito da tre corpi sedimentari (**Figura 3**), come del resto la relazione di pertinenza evidenzia.

Il primo, più superficiale ed eterogeneo, di spessore intorno ai 4-5 m, costituito da materiale di riporto e terreno compattato, si riferisce al rilevato stradale di Via della Fossa Ducaria (Corpo 1). Qui si

osservano valori di resistività mediamente superiori a 100-150 Ohm*m con massimi al di sopra dei 250 Ohm*m.

Il secondo (Corpo 2), posto al di sotto del rilevato stradale e del terreno agricolo, è identificabile con sedimenti a natura incoerente (limi e sabbie saturi d'acqua) e risulta delimitato inferiormente a profondità generalmente compresa tra 9-10 m dal p.c. Si può osservare una riduzione dei valori di resistività fino a valori di 10-60 Ohm*m.

Il terzo ed ultimo corpo (Corpo 3), caratterizzato da un'ulteriore diminuzione della resistività con valori inferiori a 10 Ohm*m, è riconducibile a terreni prevalentemente fini di natura argillosa e argillo-limosa. I dati sismici indicano una base di questi depositi intorno ai 20 m dal p.c. locale.



Indagine ERT – Sezione tomografica

Indagine geoelettrica tomografica ERT: 48 elettrodi (1-48) – Configurazione Wenner – Schlumberger

Figura 3 – Ricostruzione dei corpi litologici lungo il profilo geoelettrico.

8.4 Il modello geologico di sintesi

Il quadro riassuntivo dei dati emersi dalla penetrometria e dal sondaggio geognostico, nonché tramite le varie prospezioni geofisiche, integrati con quelli della bibliografia tecnica, è stato messo in evidenza attraverso il MODELLO GEOLOGICO di sintesi riportato nella **Tavola 8**. Il modello conferma tendenzialmente quanto indicato nella carta geologica di supporto al PS pisano, ovvero la presenza di depositi alluvionali misti di origine fluvio-palustre, dove prevalgono componenti limose e sabbiose con orizzonti più fini di natura argillosa fino ad una certa profondità, oltre la quale si registra la presenza di materiale argilloso plastico. Inoltre, occorre dire che il modello approfondisce leggermente il tetto delle argille compressibili rispetto al quadro conoscitivo comunale. Pertanto, abbiamo schematicamente gli orizzonti litologici di seguito descritti:

- in superficie è presente un primo strato di **terreno naturale alterato**, caratterizzato da argilla, limo e sabbia (spessore intorno al metro);
- al di sotto, per uno spessore di circa 2 m, si registrano dei depositi a comportamento coesivo/incoerente, costituiti da **limo argillo-sabbioso** dove sono presenti rarissimi ed esili orizzonti con materiale organico;
- intorno ai 3 m di profondità abbiamo uno spessore di circa 2 m, a prevalenza coesiva, la cui natura è riferibile a un **argilla limosa / limo argilloso** con presenza di livelli più granulari

(sabbie fini e medie);

- a poco più di 5 m di profondità indichiamo un pacco di strati a natura incoerente, per uno spessore di 4/5 m, distinto da **sabbia limosa e sabbia** a granulometria da grossolana a media e fine, alle quali si intercalano talvolta spessori di argilla limosa e limo argilloso;
- al di sotto e fino alla profondità di 16 m dal p.c. ed oltre, si trovano sedimenti costituiti da **argilla e argilla limosa con materiale organico e livelli torbosi**, all'interno dei quali possono essere presenti pacchi di strati a grana leggermente più grossa; si tratta del cosiddetto "Pancone", come viene chiamato dai sedimentologi pisani, ovvero quel forte spessore di argille compressibili come denominato dai geotecnici.

8.5 Parametri geotecnici medi

Sulla base dei risultati forniti dalle indagini e attraverso la correlazione delle informazioni fornite dalla bibliografia tecnica, i terreni di fondazione sembrano caratterizzati da buoni parametri geotecnici, almeno per quelli più vicini alla superficie; questi tendono a scadere con la profondità, quando la componente argillosa plastica si fa importante (intorno ai 9-10 m dal p.c.), presentando una compressibilità alta e consistenza scarsa.

Riguardo ai principali parametri, escludendo la porzione più superficiale dei terreni che sicuramente sarà rimossa ai fini progettuali, i valori medi riferibili alle litologie presenti nel sottosuolo d'interesse si possono riassumere come di seguito specificato:

- **argille e limi** - questi sedimenti, caratterizzati da una resistenza della punta del penetrometro statico **R_p** che oscilla tra i 5 e i 20 kg/cmq e un **SPT N60** compresa tra 2 e 10, presentano un peso di volume naturale γ intorno a 1,8 t/mc, un angolo di attrito interno ϕ di 2-4-6°, una coesione non drenata **C_u** compresa tra 0,2 e 0,9 kg/cmq e un coefficiente di compressibilità volumetrica **m_v** compreso tra 0,010 e 0,050 cmq/Kg;
- **sabbie limose e sabbie** - qui la resistenza alla punta **R_p** del penetrometro raggiunge valori ben superiori ai 50 kg/cmq e un **SPT N60** mediamente di 16, mentre il peso di volume naturale γ si aggira intorno a 1,85 t/m³, l'angolo di attrito interno ϕ varia generalmente tra 34° e 40°, la coesione non drenata **C_u** si può considerare nulla, la densità relativa **Dr** è compresa tra 30 e 60 % e il modulo edometrico **M** è ben oltre la soglia di 450 Kg/cmq;
- **argille e argille limose con materiale organico e livelli torbosi** - si tratta di terreni che mostrano una compressibilità molto elevata e una **R_p** compresa tra 4 e 8 kg/cm² e sono caratterizzati da un **SPT N60** variabile tra 1 e 5, con un peso di volume naturale γ intorno a 1,6 t/m³, un angolo di attrito interno ϕ nullo, una coesione non drenata **C_u** dell'ordine di 0,20 kg/cm² e un coefficiente di compressibilità volumetrica **m_v** compreso tra 0,03 e 0,100 cmq/kg.

8.6 Caratteristiche dell'acquifero superficiale (falda freatica)

L'acquifero superficiale, come indicato nell'inquadramento idrogeologico, risulta non continuo sotto la Pianura Pisana, per la presenza di una complessa e discontinua serie di lenti e corpi idrici in

connessione idraulica laterale e verticale. Tuttavia, tale sistema può essere assunto come un unico orizzonte che viene incontrato, sempre, alla stessa quota media dal p.c. e continuo per diversi tratti.

Si tratta di un acquifero superficiale del tipo freatico, talora semifreatico. La sua copertura, semipermeabile, assicura una ricarica diretta da parte delle precipitazioni, che tendono ad infiltrarsi verticalmente nel terreno. Priva di significative circolazioni sotterranee, la falda freatica presenta permeabilità e trasmissibilità modeste.

Non essendo disponibili valori di permeabilità in situ ricavabili da prove dirette (assorbimento o emungimento), il valore teorico di permeabilità è stato desunto dagli studi esistenti in materia che indicano un dato intorno a $10E-5$ m/s.

Su tutta l'area in esame, l'acquifero freatico si ammette continuo. La sua potenza è assimilabile allo spessore del livello di limi e sabbie dell'ordine di 5-8 m che poggia sul cosiddetto Pancone. Questa stima, conservativa, è calcolata per eccesso. Il suo tetto, misurato durante le indagini svolte in situ, si trova a circa 2 m dal p.c. Occorre ricordare, però, che il franco tende a diminuire, anche sensibilmente, in occasione di intense precipitazioni. In questi casi, il livello della falda può raggiungere, quote prossime al p.c., e soprattutto comparabili con le tavole d'acqua presenti negli alvei dei canali limitrofi e/o con quelle del vicino Arno. Verso la fine dell'estate l'acquifero si trova, invece, nella situazione più depressa.

9. Modellazione geotecnica e caratterizzazione del sottosuolo indirizzate alla progettazione

Elaborando i dati ricavati con la campagna geognostica svolta per il progetto in esame e quelli relativi a lavori svolti in zona, siamo andati a definire, grazie al modello geologico già ricostruito, il MODELLO GEOTECNICO ovvero uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni interessati dagli ampliamenti in programma del rilevato stradale esistente, finalizzato all'analisi quantitativa dello specifico problema geotecnico da affrontare.

Il modello geotecnico è riferito tendenzialmente al volume significativo, cioè a quella parte di sottosuolo influenzato, direttamente o indirettamente, dal cuneo di rottura solidale all'opera in progetto, assegnando alle diverse litologie presenti al di sotto della superficie di imposta delle fondazioni determinati valori parametrici, dal punto di vista fisico-meccanico.

Nell'ottica di una progettazione basata sul metodo degli stati limite, i valori dei parametri geotecnici devono essere interpretati nel senso di valori caratteristici, ovverosia di valori ottenuti con una stima ragionata e cautelativa di un dato parametro, in relazione agli stati limite considerati per il progetto. Pertanto, tutti i parametri geotecnici ricavati, sono stati pensati ed elaborati al fine di rilevare per ciascun livello individuato nel modello il valore caratteristico.

Il MODELLO GEOTECNICO riportato schematicamente in **Tavole 9** può riassumersi come segue:

- **Corpo 1**, da 0 a 1 m (**Cg1**) - questa parte di terreno, in realtà, risulta di scarsissime caratteristiche meccaniche, ed è costituita essenzialmente da terreno vegetale alterato. In

relazione a questo primo strato del modello non indichiamo alcun parametro, in quanto è da considerare come uno spessore da scoticare/asportare al fine dell'intervento in progetto.

- **Corpo 2**, da 1 a 3 m (**Cg2**) - si tratta di limo argillo-sabbioso a buona consistenza, sovraconsolidato. Per questo pacco di strati sono stati definiti i seguenti parametri caratteristici:

Resistenza alla punta R_p = 1,4 MPa	SPT N60 = 6
Peso di volume naturale γ = 18,5 KN/mc	Peso di volume saturo γ_{sat} = 19,2 KN/mc
Coesione non drenata C_u = 60 KPa	Coesione efficace C' = 12 KPa
Angolo di attrito interno ϕ = 5°	Angolo di attrito efficace ϕ' = 26°
Grado di sovraconsolidazione OCR = 5	Densità relativa Dr
Modulo edometrico M = 6,5 MPa	Coeff. di compressib. mv = 0,013 cmq/Kg
Modulo di taglio statico G = 40 Mpa	Modulo elastico E = 30 Mpa
Coeff. di Poisson v = 0,35	

- **Corpo 3**, da 3 a 5 m (**Cg3**) - è definito come argilla limosa e limo argilloso e caratterizzato da discreta saturazione in acqua. Si tratta di un deposito normalconsolidato al quale è possibile attribuire:

Resistenza alla punta R_p = 0,6 MPa	SPT N60 = 3
Peso di volume naturale γ = 17,8 KN/mc	Peso di volume saturo γ_{sat} = 18,5 KN/mc
Coesione non drenata C_u = 22 KPa	Coesione efficace C' = 6 KPa
Angolo di attrito interno ϕ = 2°	Angolo di attrito efficace ϕ' = 18°
Grado di sovraconsolidazione OCR = 2	Densità relativa Dr
Modulo edometrico M = 2 MPa	Coeff. di compressib. mv = 0,049 cmq/Kg
Modulo di taglio statico G = 20 MPa	Modulo elastico E
Coeff. di Poisson v = 0,4	

- **Corpo 4**, da 5 a 9 m (**Cg4**) - si ha sabbia limosa e sabbia da media a grossolana e fine, addensata e satura in acqua. Tale corpo geologico è così definito:

Resistenza alla punta R_p = 8 MPa	SPT N60 = 14
Peso di volume naturale γ = 18,6 KN/mc	Peso di volume saturo γ_{sat} = 20,5 KN/mc
Coesione non drenata C_u = 0	Coesione efficace C'
Angolo di attrito interno ϕ = 36°	Angolo di attrito efficace ϕ' = 36°
Grado di sovraconsolidazione OCR	Densità relativa Dr = 40%
Modulo edometrico M = 45 MPa	Coeff. di compressib. mv = 0,0022 cmq/Kg
Modulo di taglio statico G = 45 MPa	Modulo elastico E = 42 MPa
Coeff. di Poisson v = 0,35	

- **Corpo 5**, da 9 a 18 m e oltre (**Cg5**) - si tratta di un argilla e argilla limosa a scarsa consistenza (molle e plastica). Questi sedimenti sono caratterizzati da:

Resistenza alla punta R_p = 0,5 MPa	SPT N60 = 2
Peso di volume naturale γ = 16,1 KN/mc	Peso di volume saturo γ_{sat} = 16,8 KN/mc
Coesione non drenata C_u = 18 KPa	Coesione efficace C' = 5 KPa
Angolo di attrito interno ϕ	Angolo di attrito efficace ϕ' = 15°
Grado di sovraconsolidazione OCR = 1	Densità relativa Dr
Modulo edometrico M = 2 MPa	Coeff. di compressib. mv = 0,05 cmq/Kg

Modulo di taglio statico $G = 30 \text{ MPa}$	Modulo elastico E
Coeff. di Poisson $\nu = 0,4$	

Ricordiamo che i dati che caratterizzano i vari corpi geologici sopra riportati possono essere considerati del tutto cautelativi.

10. Suscettibilità alla liquefazione

Un incremento istantaneo di pressioni neutre, che può comportare un totale annullamento delle pressioni effettive intergranulari e determinare un completo decadimento della resistenza tangenziale o rigidità di un terreno a comportamento esclusivamente granulare, origina il fenomeno della liquefazione. La causa si può cercare in uno o più eventi sismici e in tutte le manifestazioni associate.

Durante un sisma, infatti, le sollecitazioni indotte nel terreno possono determinare un aumento delle pressioni interstiziali fino a eguagliare la pressione litostatica e la tensione di confinamento, annullando la resistenza al taglio / rigidità e inducendo fenomeni di fluidificazione.

In genere, per sismi di elevata magnitudo la liquefazione del deposito può essere indotta da un numero, anche ridotto, di cicli di carico in quanto ad ogni ciclo è associata una sollecitazione dinamica di grande intensità. Al contrario, in terremoti di bassa magnitudo lo stesso effetto lo si può ottenere, con facilità, soltanto con un numero superiore di cicli di carico. Pertanto una magnitudo elevata del sisma (maggiore intensità degli sforzi di taglio che si applicano al terreno) e una sua lunga durata (maggior numero di cicli di carico) rendono più probabile l'innescarsi del fenomeno in un deposito liquefacibile.

La probabilità che un deposito raggiunga condizioni tali da innescare il fenomeno della liquefazione dipende dalle seguenti condizioni:

- granulometria uniforme nel campo delle sabbie medio-fini;
- terreni immersi in falda, e quindi saturi;
- stato di addensamento sciolto;
- pressione litostatica relativamente ridotta;
- scossa sismica di notevole intensità.

Riprendendo l'Erocodice8, nelle NTC08 viene chiarito che la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

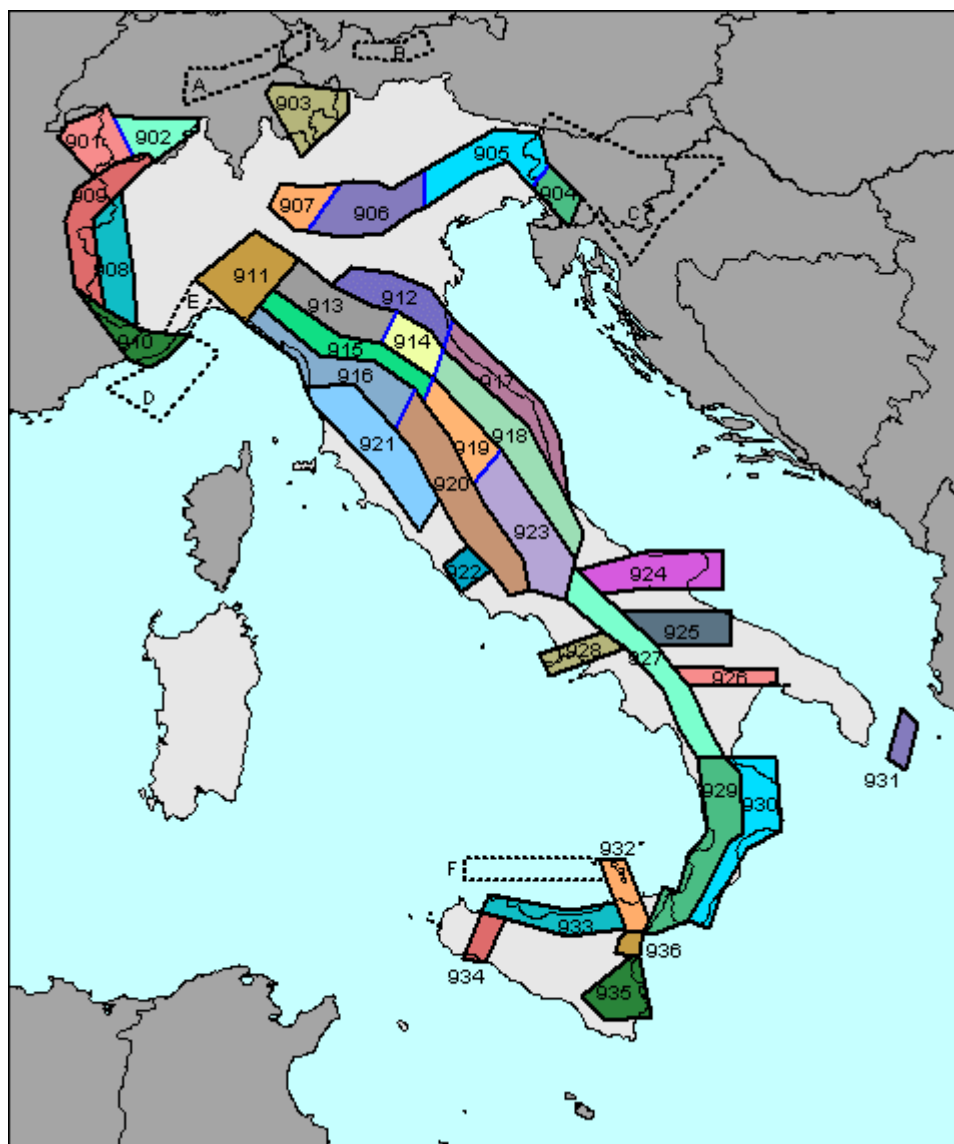
1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$, dove $(N1)_{60}$ è la resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_1 è il valore

della resistenza determinata con le prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

5. distribuzione granulometrica esterna alla zona indicata come sabbia monogranulare pulita.

Nel caso in esame, il sito ricade nella zona sismogenetica 916 (Versilia-Chianti), in base alla Zonazione sismogenetica del territorio nazionale elaborata dall'Istituto Nazionale di Geofisica e vulcanologia (INGV) e denominata ZS9 (**Figura 4**), cui corrisponde una profondità "efficace", definita come l'intervallo di profondità nel quale viene rilasciato il maggior numero di terremoti, di 5 - 8 km e un meccanismo di fagliazione prevalentemente normale.

Figura 4 - Zonazione sismogenetica ZS9 (da Rapporto Conclusivo (bozza - aprile 2004) sulla Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica - INGV).



Ad ogni zona sismogenetica corrisponde un valore di Mmax che rappresenta un elemento di tipo cautelativo adottato per garantire le determinazioni di amax dalla possibilità che si verifichino, seppure con probabilità molto bassa, eventi di magnitudo superiore a quelle verificatisi nel corso del periodo di osservazione del catalogo dei terremoti utilizzato dall'INGV. Questa scelta riflette ovviamente la scarsa

conoscenza del potenziale sismogenetico di una data regione; non a caso, è oggetto di particolare attenzione nelle regioni a sismicità medio-bassa e/o in quelle poco investigate.

Nel Rapporto Conclusivo (bozza – aprile 2004) sulla Redazione della Mappa di Pericolosità Sismica ad opera dell'INGV sono stati definiti due insiemi di valori di M_{max} , determinando inizialmente M_w (Magnitudo momento) e poi gli altri tipi di Magnitudo:

1. uno definito M_{max1} ("osservata") e calibrato, in modo cautelativo, sui dati sismologici e geologici;
2. l'altro, M_{max2} ("cautelativa"), maggiormente cautelativo corrispondente al criterio di portare al valore $M_{wmax} = 6,14 M_w$ tutte le ZS con $M_{wmaxCPTI2}$ inferiore a tale valore.

La zona sismogenetica in oggetto è caratterizzata da un valore M_{max1} di 5,68 e, conseguentemente, da un valore M_{max2} di 6,14.

Il sisma di progetto sarà scelto tra i due suddetti valori in quanto è necessario fare riferimento ad un evento il cui periodo di ritorno è 475 anni (probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni) al fine di progettare per evitare il collasso della struttura.

Pertanto, in modo cautelativo, sono stati considerati potenzialmente liquefacibili, tutti quei livelli a componente granulare e a comportamento incoerente o semincoerente (superiori a 1 m di spessore), che sono stati individuati nel modello del sottosuolo (Corpi 2 e 4 del Modello geotecnico); la stima alla suscettibilità alla liquefazione di detti livelli è stata quindi determinata attraverso il calcolo del coefficiente di sicurezza, a sua volta dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (R) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (T): $F_s = R / T$ con F_s fattore di sicurezza.

Nello specifico, andando a considerare i dati penetrometrici in termini di SPT N60, è stato possibile eseguire una stima della suscettibilità a liquefazione degli strati in presenza di azione sismica, falda e terreno incoerente/semincoerente. I calcoli eseguiti tramite il metodo del CNR - GNDT da Seed e Idriss, escludono il rischio verso tale fenomeno, esplicitando che i terreni di fondazione risultano non liquefacibili (**Tabella 9**). Si ricorda che, oltre i 15 m di profondità dal p.c., le tensioni di confinamento assumono valori tali da impedire eventuali fenomeni di liquefazione.

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m ²)	S'vo (kN/m ²)	T	R	Fs	Condizione:
1	1,00								
2	3,00	10,00	20,201	38,399	13,882	0,139	0,968	6,96	Livello non liquefacibile
3	5,00								
4	9,00	23,00	26,873	157,398	74,039	0,097	1,069	11,04	Livello non liquefacibile
5	18,00								

Tabella 9 – Verifica a liquefazione con Metodo del CNR – GNDT da Seed e Idriss. Svo Pressione totale di confinamento, S'vo Pressione efficace di confinamento, T Tensione tangenziale ciclica, R Resistenza terreno alla liquefazione, Fs Coefficiente di sicurezza.

11. Indicazioni progettuali e modalità costruttive del corpo stradale

Prima di procedere alla realizzazione dei due ampliamenti del rilevato stradale esistente all'intersezione tra la S.S. n. 1 Aurelia Nord e Via della Fossa Ducaria per il progetto della nuova

rotatoria, occorre smacchiare l'area specifica con taglio di alberi, arbusti e cespugli ed estirpare radici, ceppaie e quant'altro di vegetale e organico vi si trovi.

In questa fase propedeutica, non escludiamo di valutare la presenza di ordigni bellici, non visibili in quanto interrati, ed eventualmente di intervenire per rimuoverli.

A questo punto, si può pensare di iniziare con i vari lavori di sbancamento e movimento dei materiali e delle terre, iniziando a denudare il rilevato esistente con asportazione della sua scarpata, in particolare per quanto riguarda il suo piede, al fine di una sua presa visione interna e verificare la profondità di appoggio della sua struttura sul terreno naturale.

Nella prima fase lavorativa, occorre assicurare un idoneo piano di appoggio al rilevato, con un'operazione detta scotico, che prevede la rimozione del terreno vegetale o a rilevante contenuto di sostanze organiche.

Al riguardo, considerate le caratteristiche fisico-meccaniche eterogenee e scadenti dello strato naturale posto in superficie e visto il suo degrado/rimaneggiamento causato dalle varie attività agricole al quale è stato sottoposto (in special modo nella parte Nord dell'incrocio), si ritiene che i primi 60 cm di terreno sotto il p.c. siano da scoticare e i secondi 40 cm non siano adatti a supportare i carichi indotti dal rilevato stradale in progetto.

Pertanto, si deve procedere all'asportazione della coltre di terreno vegetale ricadente nell'area di impronta del solido stradale e trasportare in idonei luoghi di deposito provvisorio il terreno che non venga utilizzato immediatamente, in vista della sua riutilizzazione per il rivestimento delle scarpate, la formazione di eventuali arginelli e la sistemazione a verde della rotatoria, se prevista.

Le terre ad alto contenuto organico in eccesso rispetto alle esigenze di ricopertura o contaminate, debbono essere portate immediatamente a rifiuto, onde scongiurare ogni rischio di inquinamento dei materiali destinati alla formazione del corpo del rilevato.

Portando via lo spessore di terreno posto alla profondità compresa tra 60 cm e 100 cm dal p.c., si procede, invece, con un'operazione di bonifica, cioè approfondendo lo scavo fino a raggiungere strati di terreno che, precauzionalmente, presentino le condizioni ideali per garantire la stabilità del rilevato.

Relativamente a quest'ultimo punto, si consigliano ulteriori indagini sul piano di posa in progetto, da svolgere durante i lavori stradali e mirati al problema specifico. Facciamo riferimento a prove Proctor, CBR, su piastra, ecc.

Per questa fase lavorativa, la progettazione definitiva dovrebbe aver già condotto verifiche geotecniche di portanza del terreno di fondazione e stime sull'entità dei suoi cedimenti sotto il carico sovrastrutturale in progetto, con analisi del loro andamento nel tempo.

Sul piano di posa naturale o bonificato, dovrà essere valutata, quindi, la capacità portante tramite la determinazione del modulo di deformazione M_d e M'_d secondo le specifiche tecniche. Salvo diverse prescrizioni stabilite dalla progettazione, il modulo M_d al primo ciclo di carico, nell'intervallo compreso tra 0,05-0,15 N/mm², deve risultare tendenzialmente non inferiore a 15 MPa, valore minimo per

consentire il corretto costipamento degli strati soprastanti, quando la distanza del piano di posa del rilevato rispetto al piano di appoggio della pavimentazione è maggiore di 2 m, come nel nostro caso.

In merito all'entità dei cedimenti ammissibili, a titolo puramente indicativo può dirsi che il cedimento residuo, al termine della costruzione del rilevato e prima della realizzazione della sovrastante pavimentazione (sovrastuttura), deve essere inferiore al 10% del cedimento totale a lungo termine e comunque inferiore a 5 cm circa.

Per il sottofondo stradale, considerata la presenza di depositi fini in superficie, anche di natura argillosa, e viste la superficialità della falda freatica e/o il probabile ristagno di acque piovane in certi periodi dell'anno, è bene evitare una bonifica attraverso il costipamento, operazione che potrebbe provocare di fatto una riduzione di portanza, andando a distruggere la struttura naturale dell'argilla.

È, invece, pensabile uno scavo riempito con materiale arido (pietrame pulito e asciutto) di pezzatura idonea; quest'ultimo accorgimento, insieme al posizionamento di uno strato di materiale avente opportune caratteristiche di filtraggio e resistenza nonché al preventivo livellamento del piano d'appoggio, garantiscono l'assenza di risalita capillare dell'acqua, sempre presente nel sottosuolo, la separazione tra le parti fini del terreno e il sovrastante materiale arido, nonché una corretta distribuzione dei carichi provenienti dal rilevato.

Il completamento del corpo stradale avviene mediante la realizzazione della cosiddetta sovrastuttura. Come per il resto dell'intervento, anche per questo elemento è necessario procedere alla progettazione in ottemperanza a criteri normativi ben specifici che riguardano sia la composizione che le caratteristiche prestazionali. In linea generale, la sovrastuttura stradale è composta da quattro strati sovrapposti: lo strato di fondazione, lo strato di base, lo strato di collegamento, lo strato di usura.

Le lavorazioni della sovrastuttura (realizzata con la stesa di strati successivi regolarmente compattati prima della stesa dello strato superiore) devono conseguire, alla fine, la sagoma stradale avente le caratteristiche previste in progetto sia in termini di pendenze sia di prestazioni.

Per ammorsare la nuova struttura con quella del vecchio rilevato, si consiglia di andare a tagliare il corpo stradale esistente, sul quale addossare il nuovo materiale, con gradoni orizzontali, avendo cura di procedere per fasi successive, in modo tale da far seguire ad ogni gradone (di alzata non superiore a 50 cm) la stesa e il costipamento del corrispondente strato in ampliamento di pari altezza.

È auspicabile che tale operazione di denudazione sul vecchio rilevato possa dare indicazioni importanti per le modalità costruttive del nuovo.

Le caratteristiche geometriche degli interventi saranno indicate dai progettisti incaricati, ma resta inteso che la ditta esecutrice dovrà provvedere a indicare la natura e le proprietà fisico meccaniche dei materiali che intende adottare, le modalità esecutive, le sequenze cronologiche degli interventi, dovrà fornire, in corrispondenza delle sezioni rappresentative, una serie di verifiche di stabilità a breve e lungo termine relative al rilevato e al complesso rilevato-terreno di fondazione. Dovrà essere verificato il cedimento totale e differenziale del piano di imposta indicando il suo decorso temporale.

Per finire, aggiungiamo quanto segue. In considerazione della disomogeneità laterale e verticale dei terreni pisani, come normale cautela si raccomanda che in corso d'opera, in fase di realizzazione degli scavi, si provveda all'accertamento delle caratteristiche litostratigrafiche, dei reali spessori e delle proprietà geotecniche dei terreni interessati dai 2 ampliamenti dell'attuale sede stradale per la costruzione della rotatoria in progetto, anche perché le indagini eseguiti in situ e in questo lavoro relazionate non sono state realizzate precisamente sui punti d'intervento in ragione dei motivi detti in precedenza.

I controlli di cantiere, che ci permettiamo di suggerire e che comunque risultano necessari, sono quelli relativi allo studio della natura e dello stato dei materiali/terreni. Le verifiche vengono, in genere, svolte tramite analisi granulometriche, misure dei limiti di Atterberg, determinazioni della curva Proctor, definizioni della portanza CBR, caratterizzazioni del grado di costipazione, ecc.

12. Terre e rocce da scavo

Si ricorda che l'intervento in progetto può comportare la rimozione di una discreta quantità di terra o roccia da scavo e, quindi, essere soggetto al D.L. 152/2006. Occorre, pertanto, attivare le procedure per il trattamento delle terre e rocce di scavo al di fuori del regime dei rifiuti al fine di utilizzarle come sottoprodotti, in base D.M. 10 agosto 2012, n. 161 "Regolamento recante la disciplina dell'utilizzazione delle terre e rocce da scavo".

13. Considerazioni conclusive

Alla luce del quadro descritto si ritiene che le condizioni geomorfologiche, geologiche e idrogeologiche dell'area in oggetto nonché le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione siano tali da non costituire impedimento alla realizzazione di quanto previsto. Pertanto, ferme restando le indicazioni contenute nel presente lavoro, è garantita la fattibilità realizzativa dal punto di vista geologico e geotecnico dell'opera considerata.

E' qui appena il caso di sottolineare che le considerazioni e le valutazioni operate in questo studio rimangono valide se rimane inalterato l'assetto attuale di equilibrio idrogeologico del territorio. Una sua modifica, infatti, potrebbe comportare valutazioni e considerazioni diverse.

Si rimane a disposizione per ulteriori chiarimenti di natura geologico-tecnica.

Pisa, ottobre 2013

dott. Geologo Alessandro Ungari

