



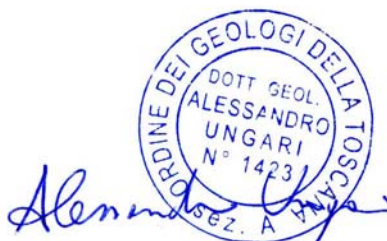
COMUNE DI PISA



REGIONE TOSCANA

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

RELAZIONE GEOTECNICA



novembre 2014

Sommario

1.	Premessa	3
2.	Normative di riferimento	3
3.	Tipologia dell'opera	4
4.	Modellazione geologica, sismica e geotecnica del sottosuolo	5
4.1	Il modello geologico	5
4.2	Le proprietà sismiche	5
4.3	Il modello geotecnico	6
5.	Problematiche di ordine geotecnico	6
6.	I probabili materiali del nuovo rilevato e quelli costituenti il vecchio	7
7.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni sul terreno di fondazione.....	8
7.1	Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE)	8
7.2	Classificazione delle azioni	9
7.2.1	Stima delle azioni sul corpo del rilevato	11
7.2.2	Stima delle azioni sul piano di posa del rilevato.....	12
7.3	Tensioni indotte nel sottosuolo dal rilevato.....	13
7.4	Il terreno di fondazione del nuovo rilevato stradale	14
7.4.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	15
7.4.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	17
8.	Verifiche di stabilità.....	19
8.1	Approccio metodico	20
8.2	Metodo dei conci e relazioni di calcolo adottate	21
8.3	Valutazione dell'azione sismica	22
8.4	Ricerca della superficie di scorrimento critica.....	24
8.5	Analisi di stabilità.....	24
9.	Risultati ottenuti e considerazioni progettuali di natura geotecnica	25
10.	Terre e rocce da scavo.....	30
11.	Considerazioni conclusive.....	32

- **Tavole e Allegati fuori dal testo**

1. Premessa

Su richiesta del Comune di Pisa, nella persona del Dirigente Coordinatore dell'Area Sviluppo del Territorio ing. Antonio Grasso, e su incarico della PISAMO S.p.A., il cui referente principale è stato l'ing. Gilda Greco, sono stati eseguiti studi di natura geotecnica per il progetto della rotatoria da realizzare all'interno del territorio pisano, sulla S.S. n. 1 Aurelia Nord, nelle immediate vicinanze della sponda destra dell'Arno (**Tavola 1 e Tavola 2**).

Il progetto prevede, essenzialmente, l'ampliamento in rilevato del corpo stradale esistente, come evidenziato dalla **Tavola 3**, carta che sovrappone lo stato di progetto, con la rotatoria e i tre rami stradali, all'attuale viabilità, che è rappresentata dall'incrocio a T tra l'Aurelia e la Via della Fossa Ducaria.

Le presenti note definiscono, così, il comportamento meccanico del volume di terreno influenzato dalla costruzione dell'opera che, a sua volta, influenzerà il comportamento del manufatto stesso, alla luce delle indagini geognostiche e di laboratorio svolte nell'estate 2013, i cui risultati sono stati riportati nella relazione geologica e sismica con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo redatta dal sottoscritto geol. A. Ungari e datata ottobre 2013.

Nei capitoli seguenti vengono così presentati:

- i risultati dei calcoli relativi alla capacità portante dei terreni di imposta e le stime dell'entità dei cedimenti dei terreni sollecitati dal carico imposto dal rilevato, nonché dell'andamento degli stessi nel tempo. Tali analisi sono state condotte attraverso il Programma Load Cap della Geostru Software.
- i risultati delle analisi eseguite per le verifiche di stabilità globale dell'insieme rilevato-terreno di fondazione e della scarpata del nuovo manufatto, a seguito degli ampliamenti in materiali sciolti del corpo stradale esistente. Tali analisi sono state condotte con l'applicazione del Programma di calcolo Slope della Geostru Software, che valuta la stabilità dei pendii in materiali sciolti sia in condizioni statiche che in presenza di sisma.

Per la determinazione dei cedimenti indotti nel terreno a seguito della realizzazione del rilevato stradale in progetto è stato, anche, utilizzato un software di calcolo specifico presente nel Programma Load Cap denominato "modulo Rilevati".

2. Normative di riferimento

Il presente lavoro è stato condotto in ottemperanza alle pertinenti normative vigenti, con particolare riferimento alla legislazione di seguito richiamata:

EuroCodice 7, UNI ENV 1997 - "Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali";

EuroCodice 8, UNI ENV 1998 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici";

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".

3. Tipologia dell'opera

Il progetto in esame, come già riportato in premessa, prevede una modifica dell'incrocio a T esistente tra l'Aurelia e la Via della Fossa Ducaria, che è posto nel quartiere CEP-Barbaricina, andando a realizzare degli ampliamenti stradali in rilevato su quei terreni di proprietà del Comune di Pisa e dell'ANAS, che coincidono con le fasce di rispetto stradale.

Dalla **Tavola 3** si può notare bene che l'intervento più importante e gravoso risulta concentrato sul lato NW dell'attuale incrocio a T citato. Qui, come per il settore SW, l'ampliamento sarà realizzato attraverso un rilevato e una sovrastruttura stradale per un'altezza di circa 2 m rispetto alla quota del terreno naturale limitrofo. Relativamente alla profondità di appoggio del nuovo rilevato, si pensa di andare a scoticare i primi 60 cm di terreno e bonificare i 40 cm successivi, approfondendo lo scavo fino a -1 m dal piano campagna al fine di raggiungere strati di sottosuolo che, precauzionalmente, possano presentare condizioni ideali per garantire la stabilità globale del nuovo manufatto e di quello esistente.

Per quanto riguarda le caratteristiche tecniche dell'opera, la rotatoria presenta 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 18 m di diametro provvista di zona sormontabile di circa 1,50 m e, infine, un marciapiede sul lato della Caserma militare di 1,5 m (**Tavola 4**).

In **Tavola 5** vengono mostrate due sezioni del progetto in esame: la prima descrive bene la nuova rotatoria in ampliamento e sovrapposta al corpo stradale esistente, oltre che al suo appoggio sul terreno naturale di fondazione; la seconda rappresenta un particolare della prima ovvero un profilo tipo della porzione NW dell'intervento in progetto. Qui sono espresse le misure di progetto della nuova viabilità e la pendenza delle scarpate del nuovo rilevato pari a 3H:2V. Aggiungiamo, soltanto, che per le carreggiate stradali è prevista un'inclinazione del 2% verso l'esterno. Per la traccia delle sezioni si veda il riquadro in basso a sinistra della stessa tavola.

Per ulteriori dettagli di ordine architettonico rimandiamo, comunque, agli elaborati redatti dai progettisti del gruppo di lavoro, coordinati dall'ing. Gilda Greco della PISAMO S.p.A.

In riferimento alle NTC 2008 e in base all'intervento previsto dal progetto, come abbiamo già evidenziato nella relazione geologica e sismica dell'ottobre 2013, possiamo inquadrare l'opera secondo quanto segue:

- la **vita nominale V_N risulta maggiore o uguale a 50 anni** (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale);
- la **classe d'uso C_u di riferimento**, in presenza di azioni sismiche, **è la Classe III** "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi..... Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV.....".
- il **periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_u$** , definito dalla classe d'uso e dal suo coefficiente, **è pari a 75 anni** ($50 \times 1,5$).

In fase costruttiva le verifiche sismiche non vengono effettuate in quanto il tempo di realizzazione

è inferiore a 2 anni.

4. Modellazione geologica, sismica e geotecnica del sottosuolo

Per la ricostruzione geologico-tecnica del sito in esame e per le proprietà sismiche dei terreni sui quali saranno realizzate le opere necessarie a garantire la viabilità in rotatoria dell'Aurelia all'altezza di Via della Fossa Ducaria, si fa riferimento, come già accennato in premessa, a quanto riportato nella relazione geologica e sismica con caratterizzazione geotecnica del sottosuolo redatta dal sottoscritto e datata ottobre 2013.

In questa sede riportiamo una sintesi del modello geologico associata al quadro piezometrico del sottosuolo e un riepilogo delle proprietà sismiche dei terreni di nostro interesse. Inoltre, per quanto riguarda il lato geotecnico del quadro, vengono presentati schematicamente i parametri fisico-meccanici di progetto relativi ai vari corpi geologico-tecnici modellati.

4.1 Il modello geologico

Attraverso la correlazione dei dati emersi sia dalle indagini eseguite in situ e di laboratorio che dalle informazioni relative a lavori svolti in zona, è stato ricostruito il profilo geologico del sottosuolo nell'area d'interesse.

Il quadro riassuntivo è stato messo in evidenza attraverso il modello geologico di sintesi, che 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, talvolta plastico e torboso.

Dal punto di vista idrogeologico, le informazioni disponibili fanno pensare alla presenza di un acquifero superficiale di tipo freatico, talora semifreatico, con permeabilità e trasmissibilità modeste. Questo si ammette continuo sull'area in esame con una potenza variabile dai 5 agli 8 m e coincidente con l'orizzonte limoso e sabbioso posto al di sopra del cosiddetto Pancone. Il suo tetto, misurato durante le indagini svolte in situ nell'estate 2013, si trova a circa 2 m dal p.c, franco che tende a spostarsi verso la superficie terrestre in occasione di intense precipitazioni durante le stagioni più piovose oppure a deprimersi quando il clima risulta più siccitoso. I valori di permeabilità più vicini alla realtà possono aggirarsi intorno a $10E-5$ m/s.

4.2 Le proprietà sismiche

Riguardo alla sismicità dell'area e alle azioni sismiche di sito, nonché alla modellazione sismica del sottosuolo specifico, rimandiamo alla relazione citata precedentemente.

Qui ci limitiamo a ricordare che le indagini specifiche hanno messo in evidenza, per il nostro sottosuolo, una velocità media delle onde di taglio Vs30, dal p.c. ai primi 30 m, intorno ai 170 m/sec, che permette di inquadrare il nostro sito nella **Categoria di sottosuolo D**, in base alle NTC 2008.

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.

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

4.3 Il modello geotecnico

Di seguito, si riassume, tramite la **Tabella 1**, il modello geotecnico descritto dettagliatamente nella relazione geologica e sismica dell'ottobre 2013 e finalizzato alla progettazione.

	CORPO 1 Cg1 (0-1 m)	CORPO 2 Cg2 (1-3 m)	CORPO 3 Cg3 (3-5 m)	CORPO 4 Cg4 (5-9 m)	CORPO 5 Cg5 (9-30 m)
Rp		1,4 MPa	0,6 MPa	8 MPa	0,5 MPa
N SPT		10	5	23	3
γ	18,2 kN/mc	18,5 kN/mc	17,8 kN/mc	18,6 kN/mc	16,1 kN/mc
γ_{sat}	18,7 kN/mc	19,2 kN/mc	18,5 kN/mc	20,5 kN/mc	16,8 kN/mc
Cu	20 kPa	60 kPa	22 kPa	0	18 kPa
C'	2 kPa	12 kPa	6 kPa	0	5 kPa
ϕ	28°	5°	2°	36°	
ϕ'	28°	26°	18°	36°	15°
OCR	1	5	2	1	1
Dr				40%	
M	3000 kN/mq	8000 kN/mq	3000 kN/mq	45000 kN/mq	2200 kN/mq
G	35000	40000 kN/mq	20000 kN/mq	45000 kN/mq	30000 kN/mq
E		30000 kN/mq		42000 kN/mq	
ν		0,35	0,4	0,35	0,4

Tabella 1 - Parametri geotecnici di progetto dove R_p = resistenza alla penetrazione statica, **SPT N60** = resistenza alla penetrazione dinamica, γ = peso di volume naturale, γ_{sat} = peso di volume saturo, **Cu** = resistenza al taglio in condizioni non drenate, **C'** = resistenza al taglio in condizioni drenate. ϕ = angolo di attrito in condizioni non drenate, ϕ' = angolo di attrito efficace, **OCR** = grado di sovraconsolidazione, **Dr** = grado di addensamento, **M** = modulo edometrico, **G** = modulo di taglio statico, **E** = modulo elastico o di Young, ν = coefficiente di Poisson.

Occorre precisare che, rispetto alla relazione tecnica dell'ottobre 2013, sono stati inseriti nel modello geotecnico ulteriori dati fisico-meccanici, soprattutto per quel che riguarda la caratterizzazione del Corpo 1, profondo 1 m dal p.c., ed è stato prolungato fino a 30 m di profondità dal p.c. il Corpo 5. Tali dati si sono resi necessari per le varie analisi di progetto svolte e nel seguito presentate, sia per i calcoli di stabilità globale terreno-manufatto sia per quelli di capacità portante e dei cedimenti.

In più c'è da dire che, controllando i dati geotecnici dei vari corpi modellati, sono stati ritoccati i valori del modulo edometrico sia per errori nella trascrizione dell'ottobre 2013 sia perché le stime furono pensate troppo cautelative.

Infine, ai fini delle analisi geotecniche di progetto, abbiamo anche configurato il modello dal punto di vista idrogeologico, considerando la superficie della falda freatica ad una profondità cautelativa di 1 m dal piano campagna.

5. Problematiche di ordine geotecnico

La realizzazione dell'opera in progetto, considerati i modelli geologico, sismico e geotecnico sintetizzati nel capitolo precedente, può presentare alcune problematiche realizzative.

La prima problematica è relativa sia ai cedimenti del nuovo terreno fondale sia ai cedimenti differenziali che si potranno registrare tra il sottosuolo dell'attuale Aurelia, ormai consolidato, e l'area su cui graverà parte della nuova rotatoria, ovvero quella in ampliamento rispetto al corpo stradale esistente. Per questa è stata, inizialmente, calcolata la portanza dei terreni di fondazione e, successivamente, analizzato il cedimento atteso. Nel caso in cui il cedimento non fosse compatibile con le condizioni di funzionalità della strada, si dovrebbe pensare ad un consolidamento del terreno fondale oppure ad una tipologia di intervento diversa (ad esempio, un rilevato compensato o alleggerito).

La seconda si riferisce sia all'eventuale instabilità della scarpata che viene costruita con il nuovo rilevato stradale ammorzato a quello che oggi esiste e forma l'Aurelia, sia alla stabilità globale dell'insieme rilevato-terreno di fondazione. Al riguardo sono state effettuate delle verifiche lungo una sezione rappresentativa dell'intervento in programma inserito nelle condizioni al contorno esistenti. Anche in questo caso, qualora le verifiche non risultassero soddisfatte, sarebbe opportuno prevedere tipologie di intervento atte a salvaguardare la sicurezza e la funzionalità dell'opera.

Nello specifico, i calcoli di natura geotecnica svolti e qui presentati si sono concentrati sull'ampliamento progettato sul lato NW dell'attuale incrocio piuttosto che su quello posto a SW, considerato che le sue configurazioni geometriche si presentano più gravose, ovvero risultano maggiori le sue dimensioni, sia in lunghezza che in larghezza.

6. I probabili materiali del nuovo rilevato e quelli costituenti il vecchio

In generale, un rilevato stradale è costituito strutturalmente dal piano di posa, dal nucleo centrale (corpo del rilevato), dal sottofondo e dalla pavimentazione.

I capitolati tecnici di ANAS e Società Autostrade prescrivono l'impiego di classi di terreno ben definite per il sottofondo e il corpo del rilevato (**Tabella 2**).

Ente	Posizione	Tipo di terreno
ANAS	Corpo del rilevato	A ₁ A ₂ A ₃
	Sottofondo	A ₁ A ₂₋₄ A ₂₋₅ A ₃
SOCIETA' AUTOSTRADE	Corpo del rilevato	A ₁ A ₂₋₄ A ₂₋₅ A ₂₋₆ A ₂₋₇ A ₃
	Sottofondo	A ₁ A ₂₋₄ A ₂₋₅ A ₂₋₆ A ₂₋₇ A ₃

Tabella 2 - Classi di terreno (cnr-uni 10006/63) da porre in opera.

Nel nostro caso, la scelta del materiale costituente il corpo del rilevato in progetto potrebbe essere orientata, secondo le intenzioni dei tecnici incaricati, verso terreni di natura sabbiosa e sabbioso-ghiaiosa, appartenenti al gruppo A₂₋₄ e aventi le proprietà fisico-meccaniche qui riportate:

- Classificazione CNR-UNI 10006/63 A₂₋₄
- Peso dell'unità di volume naturale γ 2100 kg/mc 20 kN/mc
- Coesione C 0,1 kg/cm² 10 kN/m²
- Angolo di resistenza al taglio ϕ 40°

Tale classe di terreno, in accordo ai capitolati di cui alla tabella precedente, può essere utilizzata sia per il corpo del rilevato che per il sottofondo.

Al riguardo, aggregati riciclati provenienti da impianti autorizzati possono rappresentare una tipologia idonea per la realizzazione del corpo del rilevato. Tali materiali dovranno, naturalmente, rispettare i requisiti richiesti dalle specifiche tecniche, essere conformi ai limiti di legge previsti dal D.Lgs. 152/06, essere identificati dal documento di trasporto con cui il materiale viene consegnato in cantiere o a piè d'opera ed essere certificati, mediante la documentazione di attestazione rilasciata da un ente terzo indipendente (marcatura CE) ovvero, ove previsto, autocertificati dal produttore.

Relativamente al rilevato stradale esistente, quello sul quale corre la viabilità attuale, viste le indagini effettuate sul sito specifico, in particolare quelle di carattere geofisico, la letteratura tecnica e simili esperienze di studio, possiamo arrivare a dire che le sue caratteristiche fisico meccaniche potrebbero riassumersi come di seguito mostrato:

- | | | |
|---|-------------|----------|
| • Peso dell'unità di volume naturale γ | 2150 kg/mc; | 21 kN/mc |
| • Coesione C | 0,1 kg/cmq; | 10 kN/mq |
| • Angolo di resistenza al taglio ϕ | 42°. | |

7. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni sul terreno di fondazione

La teoria tecnica ci ricorda che un rilevato stradale è una struttura costruita in materiale sciolto, tendenzialmente coerente, che necessita, per resistere nel tempo, di una base stabile, anch'essa realizzata, nella maggior parte dei casi, in materiale sciolto granulare. Il piano di posa, invece, rappresenta l'interfaccia tra il rilevato e il terreno naturale sottostante ovvero il terreno in situ. È facilmente intuibile, quindi, che la risposta complessiva dei rilevati stradali, come per le altre opere in terra, dipenda dall'interazione tra il rilevato e i terreni di fondazione.

In quest'ottica si inserisce il presente capitolo, resosi necessario per valutare i potenziali fenomeni di instabilità del terreno di fondazione sotto il carico esercitato dal nuovo corpo stradale e per verificare gli spostamenti che potrebbero manifestarsi per effetto della compressione dei terreni in fondazione e pregiudicare le condizioni di sicurezza o funzionalità dell'opera stessa.

Pertanto, sono state condotte le verifiche di sicurezza agli Stati Limite Ultimi (SLU) e le analisi alle condizioni di esercizio (SLE), nel rispetto dei principi e delle procedure riportate qui di seguito.

7.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE)

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione **Ed ≤ Rd**. **Ed** rappresenta il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ed è espresso come: **Ed = E (γ_F * F_K ; X_K / γ_M; a_d)** ovvero **Ed = γ_E * E (F_K ; X_K / γ_M; a_d)** con γ_E = γ_F. **Rd** è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico: **Rd = 1 / γ_R * R (γ_F * F_K ; X_K / γ_M; a_d)**.

L'effetto delle azioni e la resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto γ_F * F_K, dei parametri di progetto X_K / γ_M e della geometria di progetto a_d. L'effetto delle azioni può anche essere

valutato direttamente come $E_d = E_k * \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), secondo le tabelle rispettive riportate nelle NTC 2008.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti (DA1-C1 e DA1-C2): la prima combinazione (A1+M1+R1) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale (STR) delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (A2+M2+R2) è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico (GEO). Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (DA2-C1 effetto di combinazioni A1+M1+R3), da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche (STR + GEO).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli Stati Limite di Esercizio (SLE) si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

Per ciascuno SLE deve essere rispettata la condizione **$E_d \leq C_d$** con **E_d** che rappresenta il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento) e **C_d** il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile). In altri termini, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione sopra citata.

Il superamento di uno Stato Limite di Esercizio (SLE) ha carattere reversibile nel caso che si esaminino una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, pur non avendosi il collasso, siamo invece di fronte a danni irreversibili o a deformazioni permanenti inaccettabili.

7.2 Classificazione delle azioni

Le azioni vengono classificate in base al modo di esplicarsi, ovvero si riconoscono le azioni dirette (forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili), quelle indirette (spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.) e di degrado (endogeno per alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale o esogeno per alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni).

Secondo la risposta strutturale, si possono avere azioni di tipo statico (azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti), pseudo statico (azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente) e/o dinamico (azioni che causano significative accelerazioni della struttura o delle sue componenti).

Queste azioni, nel tempo, possono variare la loro intensità e, di conseguenza, possono essere distinte come di seguito spiegato:

- **(G)** permanenti: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione in modo costante:

- (**G1**) peso proprio di tutti gli elementi strutturali, del terreno, forze indotte dal terreno, forze risultanti dalla pressione dell'acqua se costanti nel tempo;
- (**G2**) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali; spostamenti e deformazioni imposti e previsti dal progetto;
- (**P**) pretensione e precompressione;
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;
- (**Q**) variabili: azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo (di lunga durata, agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; di breve durata, agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura);
- (**A**) eccezionali: azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura (per incendi, esplosioni, urti e impatti);
- (**E**) sismiche: azioni derivanti dai terremoti.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2} , Q_{k3} , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , tabellati dalla normativa vigente (**Tabella 3**).

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 3 - Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.I delle NTC 2008).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono, per il caso specifico, le seguenti combinazioni delle azioni:

- combinazione fondamentale statica, generalmente impiegata per gli Stati Limite Ultimi (SLU) e per il calcolo della q_{lim} statica, finalizzata al confronto nella disequazione tra E_d e R_d

- la base spessa 10-15 cm 3 kN/mq,
- il binder di 4-6 cm 1,3 kN/mq,
- l'usura pari a 3-4 cm 0,85 kN/mq;

- il carico da neve come carico statico accidentale che, in base alle NTC 2008, viene calcolato in funzione del sito di realizzazione dell'opera il quale, nel caso specifico, risulta inserito nella ZONA III per un valore caratteristico del carico neve al suolo pari a 0,6 kN/mq;
- il carico dinamico relativo al traffico veicolare di circa 10 kN/mq come carico statico equivalente.

7.2.2 Stima delle azioni sul piano di posa del rilevato

Le analisi dettagliate dei carichi agenti sul piano di posa del nostro rilevato stradale sono state omesse, in quanto dalla progettazione ci è stato riferito di considerare per l'intero manufatto un peso specifico di 20 kN/mc, comprensivo dei carichi stimati al paragrafo precedente ad eccezione di quelli da neve e da traffico veicolare.

Ciò si traduce in una pressione in fondazione pari a **46 kN/mq (Figura 2)**, alla quale vanno aggiunti i carichi da neve e da traffico (pressioni variabili di circa **10 kN/mq**).

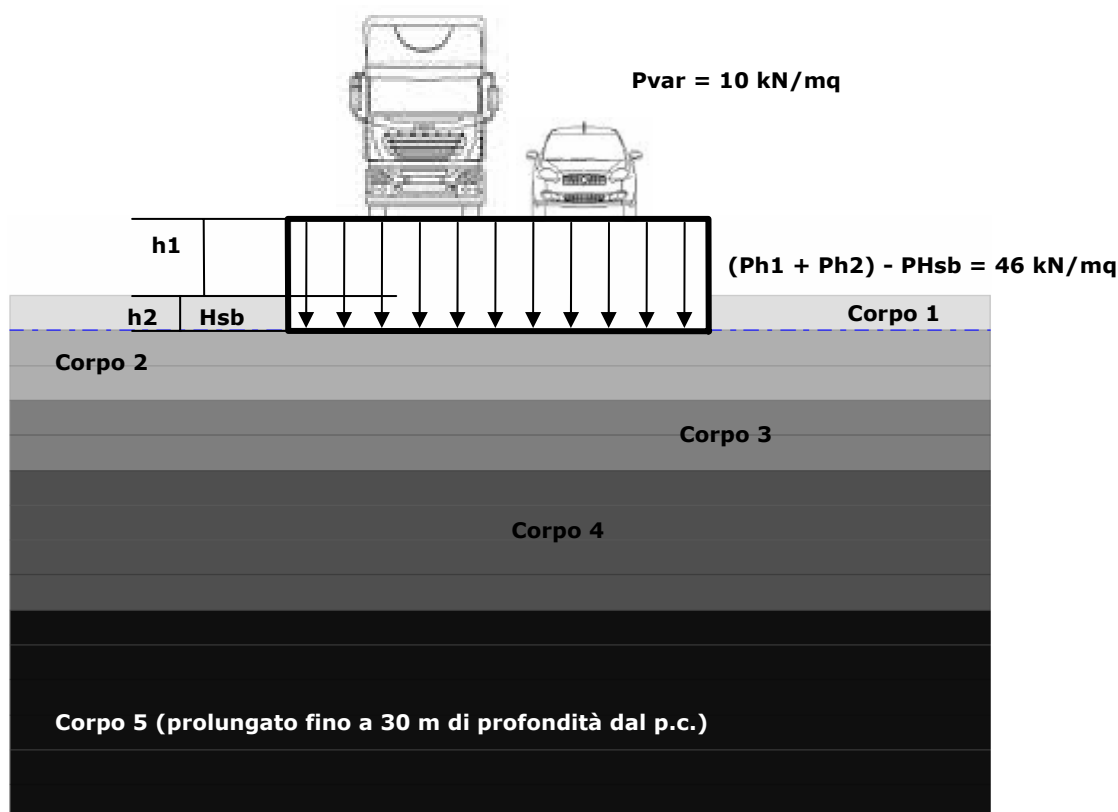


Figura 2 - Assegnazione dei carichi sul piano di fondazione del rilevato.

Tale valore è sorto dalle seguenti considerazioni:

- vista l'altezza media $h1$ del corpo stradale pari a 2,20 m dal p.c., avremo $2,20 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc} = 44 \text{ kN/mq} = Ph1$ (pressione sul superficie superiore dello sbancamento);

- considerata l'altezza h_2 dello sbancamento/riempimento uguale a 1,00 m, avremo $1,00 \text{ m} \times 20 \text{ kN/mc} = 20 \text{ kN/mq} = Ph_2$ (pressione, che sommata alla precedente e a quella da traffico, agisce sul piano di posa del rilevato ovvero sul terreno in situ);
- visto il peso specifico di $18,20 \text{ kN/mc}$ del terreno superficiale ($H_{sb} = 1 \text{ m}$), asportato per ospitare il corpo stradale, risulta necessario decurtarlo dalla somma delle pressioni citate ovvero $Ph_1 + Ph_2$ ($44 \text{ kN/mq} + 20 \text{ kN/mq}$) - PH_{sb} ($18,20 \text{ kN/mq}$) = $45,80 \text{ kN/mq}$, valore effettivo della pressione di progetto del rilevato stradale agente sul piano di fondazione che arrotondato per difetto da il valore da noi adottato di 46 kN/mq (+ $P_{var} = 10 \text{ kN/mq}$).

7.3 Tensioni indotte nel sottosuolo dal rilevato

Il calcolo delle tensioni indotte nel sottosuolo, per il caso specifico, è stato svolto con il metodo di Boussinesq (**Figura 3**) alla cui base vi sono le seguenti ipotesi: semispazio elastico-lineare; semispazio omogeneo; semispazio isotropo; carico uniformemente distribuito.

Riguardo alle tensioni indotte in un terreno, la letteratura tecnica valuta, generalmente, che incrementi di carico inferiori al 10-20% dei carichi agenti sul piano di posa di un qualsiasi manufatto sono da considerati non significativi ai fini dei calcoli sui cedimenti del sottosuolo.

È grazie a questa considerazione e alla specifica configurazione dei bulbi di pressione

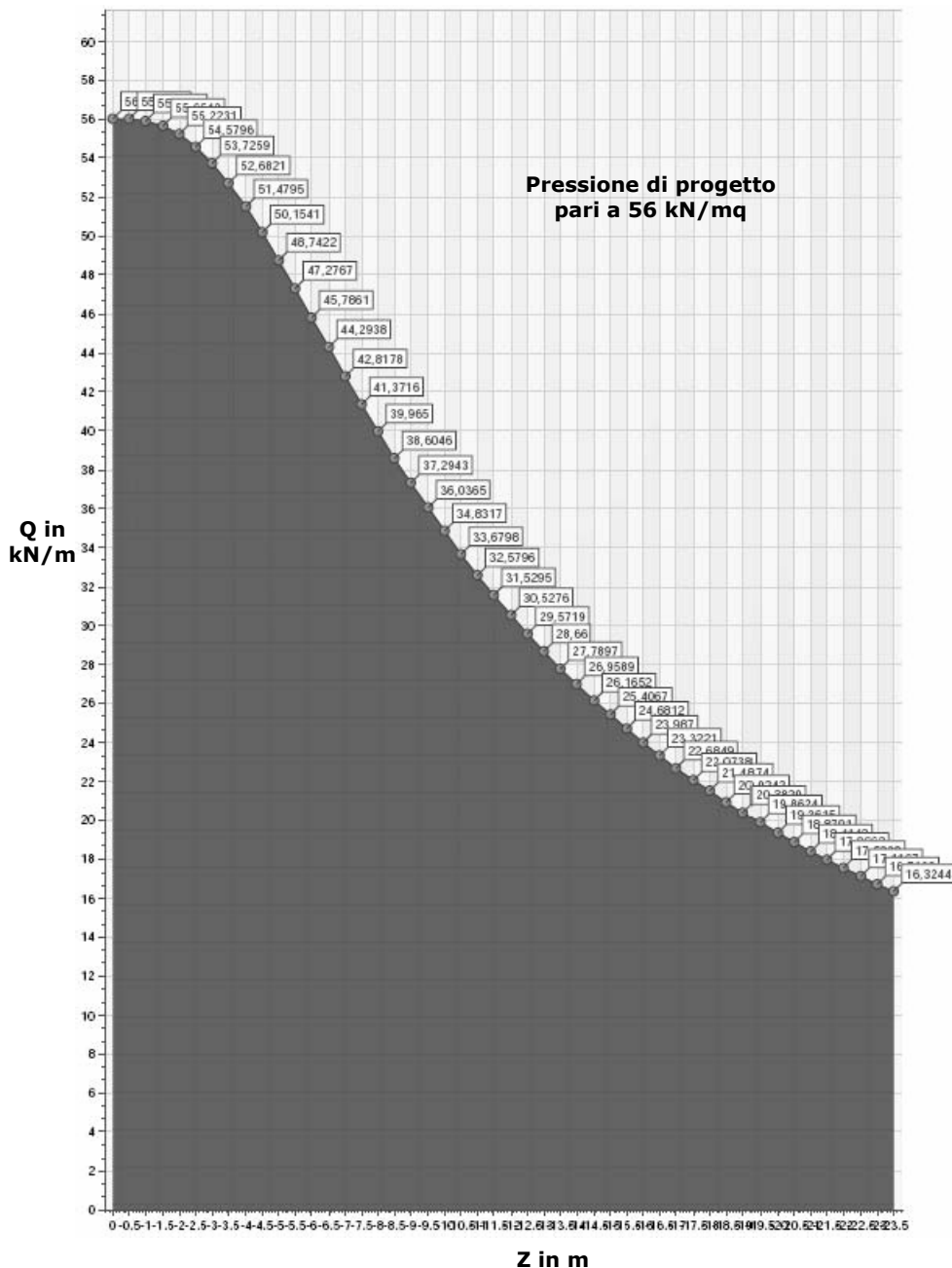


Figura 3 - Diagramma delle tensioni indotte nel sottosuolo.

(**Figura 4**) che nel modello geotecnico di riferimento il Corpo 5, in base ai dati geofisici a disposizione e alla bibliografia tecnica relativa al territorio pisano, è stato prolungato fino a 30 m dal p.c. allo scopo di stimare i cedimenti di consolidazione del sottosuolo in esame.

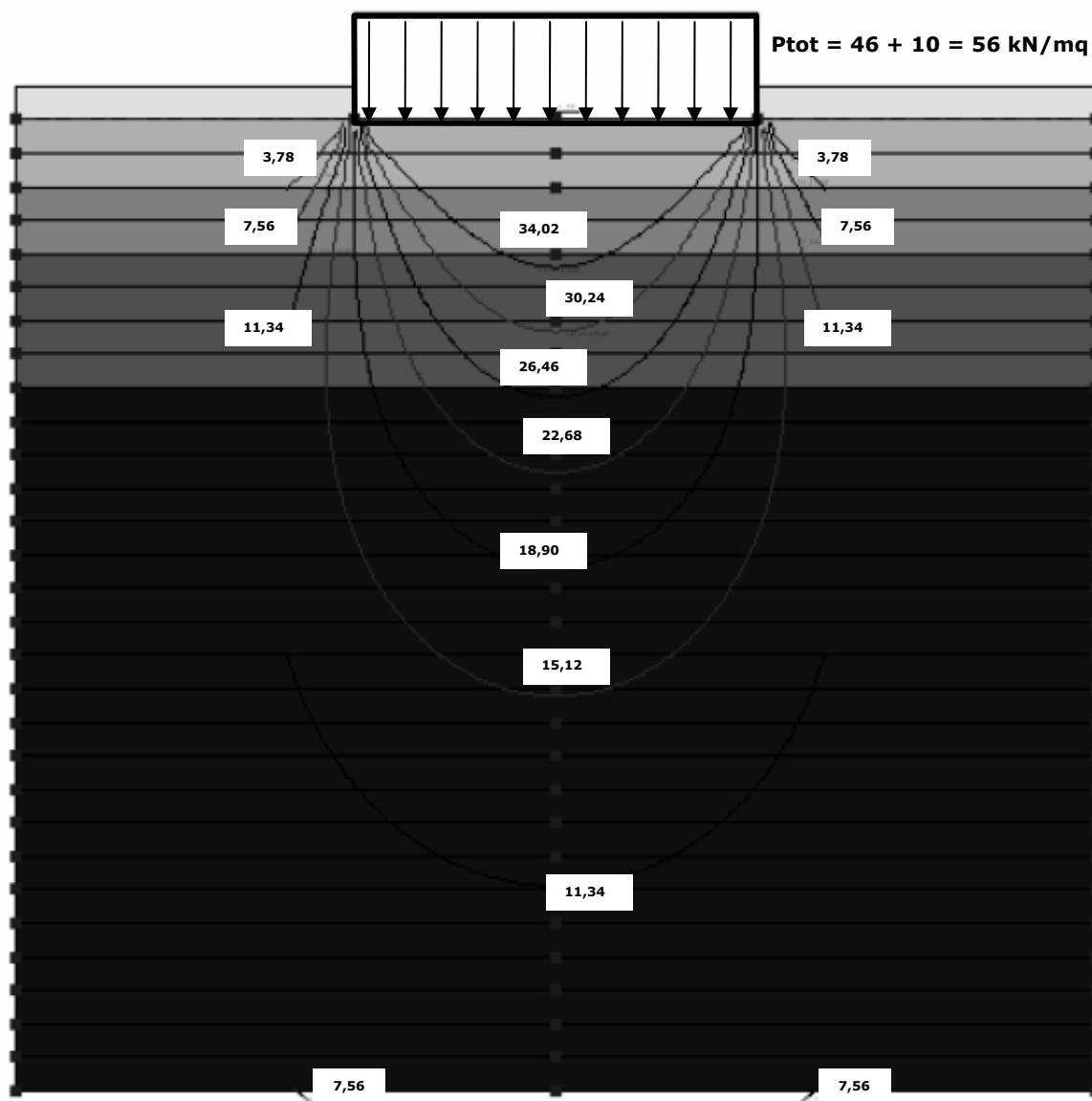


Figura 4 - Visualizzazione dei bulbi di pressione tramite il metodo di Boussinesq. I valori sono in kN/mq.

7.4 Il terreno di fondazione del nuovo rilevato stradale

Dagli elaborati progettuali si prende atto che gli ampliamenti in rilevato dell'attuale sede stradale vanno a raccordarsi alla viabilità esistente, ad una determinata distanza rispetto all'attuale incrocio a T tra l'Aurelia e la Via della Fossa Ducaria, presentando così dimensioni finite, sia per lunghezza che per larghezza.

Tale dato ci ha, enormemente, facilitato le procedure di calcolo relative alla capacità portante del terreno di fondazione, per aver assimilato il rilevato in esame a una superficie fondale, idealmente rigida, del tipo a platea con dimensioni che, verosimilmente, potessero rappresentare il più possibile la

realtà progettuale, e un'interfaccia rilevato-terreno di fondazione caratterizzata da una legge costitutiva rigido-plastica, sulla quale potessero distribuirsi uniformemente le tensioni verticali.

Così, siamo arrivati ad analizzare una platea di fondazione con una forma rettangolare di 12 m x 60 m, dopo aver mediato sia la lunghezza che la larghezza del rilevato studiato (si ricorda che la porzione studiata del nuovo manufatto è quella posta a NW rispetto all'attuale incrocio per i motivi già menzionati). Il piano di posa è stato posto a 1 m di profondità dal p.c. locale, su quei terreni di fondazioni considerati teoricamente continui, dove le caratteristiche geotecniche rimangono uguali per tutta la loro estensione spaziale (**Figura 5**). La natura del sottosuolo è stata pensata, cautelativamente, incoerente-coesiva, ad eccezione del Corpo 4 del modello fisico-meccanico che presenta una componente decisamente granulare e del Corpo 5 di natura coesiva.

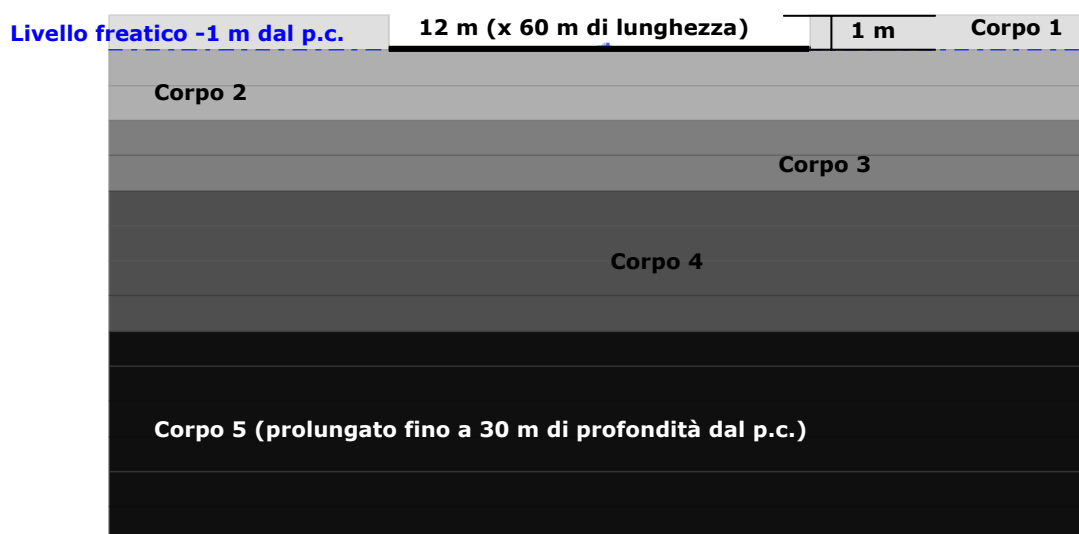


Figura 5 - Profilo geotecnico del sottosuolo specifico e configurazione del piano di posa analizzato relativo al rilevato in studio.

7.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Le analisi relative alla capacità portante del terreno di fondazione, come detto all'inizio di questo capitolo, sono state condotte come una fondazione superficiale a platea rettangolare.

Il carico limite di una fondazione di questo tipo può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich) oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso a un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Nello specifico, si sottolinea che per i calcoli della capacità portante limite del terreno fondale del rilevato stradale in esame è stata utilizzata la formula di Brinch-Hansen (1970):

CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI NON DRENATE (ovvero in condizioni a breve termine)

$$R_d = 1/\gamma_R * [C_u/\gamma_{Cu} * N_c * s_c * d_c + p_o' * N_q * s_q * d_q]$$

CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI DRENATE (ovvero in condizioni a lungo termine)

$$R_d = 1/\gamma_R * [C'/\gamma_{C'} * N_c * s_c * d_c + p_o' * N_q * s_q * d_q + 0,5 \gamma' / \gamma_\gamma * B * N_\gamma * s_\gamma]$$

Nelle condizioni non drenate, abbiamo che γ_R e γ_{cu} rappresentano i coefficienti parziali e p_o' la pressione litostatica totale sul piano di posa uguale a $\gamma_{sat} * D$, con γ_{sat} peso di volume saturo e D profondità del piano di posa della fondazioni.

Nella seconda relazione (condizione a lungo termine) entrano in gioco i coefficienti parziali γ_R , γ_c e γ_γ , la pressione litostatica efficace p_o' sul piano di posa che, questa volta, è uguale a $\gamma' * D$ con $\gamma' (= \gamma_{sat} - \gamma_w)$ peso di volume sommerso o efficace e D profondità del piano di posa della fondazione; i termini N_c , N_q e N_γ sono così espressi:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi', \quad N_q = e^{\left(\frac{\pi}{2} \tan \Phi' \right)} \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi'}{2} \right), \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \Phi', \quad \text{con } \Phi' \text{ che rappresenta l'angolo di attrito interno corretto.}$$

In accordo con le NTC 2008, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la già citata condizione $Ed \leq Rd$.

La normativa, come abbiamo detto in precedenza, definisce due approcci progettuali distinti e alternativi, con differenti combinazioni dei coefficienti di sicurezza parziali, che vengono utilizzati a seconda della tipologia dell'opera da esaminare. Per la verifica di capacità portante del sottosuolo di appoggio del nostro rilevato stradale, si fa riferimento all'**Approccio 1 - II Combinazione A2+M2+R2**, la quale rappresenta la condizione maggiormente gravosa poiché definisce uno stato limite ultimo di resistenza del terreno (GEO).

I valori dei coefficienti parziali A2, M2 e R2 della II Combinazione dell'Approccio 1 sono riportati nelle tabelle seguenti (**Tabelle 4, 5 e 6**).

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I delle NTC 2008).

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 5 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II delle NTC 2008).

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tab. 6.4.I delle NTC 2008).

Tralasciando i calcoli, effettuati in collaborazione con il Geol. P. Mannucci tramite l'ausilio del programma di calcolo "LoadCap" della Geostru Software e riportati nell'**Allegato A**, il valore di **Rd** da assumere come riferimento risulta di **55,50 KPa**, che corrisponde a quello minimo individuato. Questo, confrontato con il dato sulle stime dei carichi agenti sul piano di posa, è da considerare al limite dell'accettabilità.

Nei calcoli relativi alla combinazione sismica è stata tenuta in conto l'accelerazione nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione (effetto inerziale) indotta dal sisma attraverso l'utilizzo dei coefficienti sismici K_{hk} e K_{hi} (come da NTC 2008 e C 7.11.5.3.1 del 2009).

Occorre, comunque, sottolineare che la verifica per il dato di carico limite citato è stata analizzata in termini di tensioni totali ovvero riferita alla condizione non drenata (a breve termine). Questa condizione si ritiene che possa essere in parte consumata durante le fasi di cantiere e di posa in opera dei vari strati che andranno a formare il corpo del rilevato, successivamente all'instaurarsi di un flusso in regime transitorio accompagnato dalla deformazione di volume del terreno (fase di consolidazione).

Riguardo ai risultati di **Rd** ottenuti in condizione drenata (valori minimi di **159,07 kN/mq**), questi sembrano decisamente soddisfacenti per quello che, ad oggi, possiamo stimare relativamente ai valori di progetto dell'effetto delle azioni **Ed** che il rilevato e il traffico veicolare andranno ad esercitare sul terreno di fondazione.

Si può ritenere, quindi, che non esistano problemi di portanza del terreno di appoggio del manufatto in materiale sciolto progettato.

Tuttavia, il valore esecutivo dell'effetto delle azioni dovrà essere sempre inferiore alla resistenze di progetto indicate, al fine di evitare eventuali fenomeni di rottura del terreno di fondazione con conseguenti dissesti per il manufatto.

Concludendo, si raccomanda la realizzazione di un'attenta analisi dei carichi di progetto attraverso la quale si possa verificare in modo puntuale che il valore di progetto dell'effetto delle azioni sia inferiore a quello di sicurezza indicato.

7.4.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)

Le opere e i sistemi geotecnici devono essere verificati, anche, nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE). A tale scopo, il progetto deve esplicitare le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili e le prestazioni attese per l'opera stessa. Come abbiamo già detto, infatti, la condizione **Ed** \leq **Cd** con **Ed** che rappresenta il valore di progetto dell'effetto delle azioni (cedimento) e **Cd** il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile) deve essere rispettata.

In genere, l'applicazione di un carico di dimensioni finite su un terreno a natura incoerente-coesiva, come il nostro, genera una serie di fenomeni che possono essere riassunti nei tre punti seguenti:

1. durante la fase di carico si sviluppano nel terreno delle sovrappressioni dell'acqua interstiziale Δu , e data la bassa permeabilità del terreno è lecito assumere che, nell'ambito delle usuali velocità di applicazione del carico, ci si trovi in condizioni non drenate. Lo strato di terreno fine si deforma a volume pressoché costante e il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato, che inizialmente possiede una componente elastica reversibile;
2. l'instaurarsi del drenaggio, con il progressivo trasferimento del carico dalla fase fluida allo scheletro solido, comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria e l'analisi viene condotta con i vari modelli della teoria della consolidazione. Il cedimento che consegue a tale processo di espulsione dell'acqua dai vuoti interstiziali è indicato come cedimento di consolidazione o edometrico;
3. infine, anche quando le sovrappressioni interstiziali si sono dissipate ($\Delta u=0$), continuano ad esserci nel tempo assestamenti dovuti a deformazioni viscosi in condizioni drenate, e il cedimento è noto come cedimento secondario. Tali cedimenti possono assumere valori non trascurabili specialmente in presenza di argille organiche e/o torbe.

Il cedimento verticale del terreno rappresenta, così, la sommatoria delle tre componenti citate: una parte dovuta al rigonfiamento del terreno a seguito dello scavo e alla sua successiva ricomprensione di tipo elastico (nel nostro caso, per il solo effetto del peso del riempimento fondale), e l'altra parte legata al consolidamento di tipo edometrico (causato dal sovraccarico del rilevato e della sovrastruttura), oltre ad un'eventuale terza ed ultima porzione, che prolungata nel tempo può agire viscosamente in quei materiali coesivi a componente organica e/o torbosa (trascurabile secondo i dati a nostra disposizione).

L'elaborazione automatica dei dati (**Allegato B**) è stata svolta utilizzando il programma di calcolo "LoadCap" (sempre in collaborazione col collega P. Mannucci), che ha calcolato i cedimenti secondo l'approccio edometrico. Tale approccio consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale (Terzaghi, 1943), prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita, e conduce a una stima che va considerata come empirica, piuttosto che teorica. Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

Dall'**Allegato B** è possibile notare che i cedimenti totali calcolati sono considerevoli, sia al centro della fondazione (18,26 cm) che sul suo bordo (13,44 cm), con uno spostamento differenziale tra i due punti di circa 5 cm. Il loro decorso sembra esaurirsi a poco più di un anno di distanza dall'esecuzione del manufatto in studio, tempo necessario soprattutto per quel che riguarda il Corpo 5 che tende a consolidarsi lentamente sotto il carico indotto dal materiale costituente il rilevato stradale.

Oltre ai calcoli sopra descritti, è stata condotta una valutazione ulteriore sui cedimenti del nostro rilevato, per stimare questa volta il comportamento flessibile dell'interfaccia tra il corpo stradale e il piano di imposta del terreno (come appare più vicino alla realtà per questo tipo di opere in materiali sciolti), facendo uso di un software di calcolo dedicato e denominato "modulo Rilevati", che si trova

all'interno del Programma Load Cap della Geostru Software e che considera l'incremento netto di pressione al piano di posa della fondazione (valutando quindi il peso del terreno asportato per la realizzazione del piano di posa delle fondazione dell'argine).

Nell'**Allegato C** si può notare la sezione di calcolo e la tabella dove sono riportati i cedimenti massimi per i vari corpi geotecnici del sottosuolo, in corrispondenza dell'asse del rilevato, del suo piede, della testa del lato inclinato del rilevato e in un punto posto nell'immediato intorno al fine di apprezzare l'influenza che può indurre la presenza dell'opera in progetto con il corpo stradale esistente dell'Aurelia. Anche, in questo caso, i risultati stimati ci portano a dire che l'entità dei cedimenti è piuttosto elevata.

Pertanto, incrociando i dati emersi con i due approcci analitici, è possibile affermare che i cedimenti attesi per il nostro rilevato, così come progettato, non risultano compatibili con la funzionalità della sovrastruttura stradale, soprattutto per quelle tensioni indotte nel sottosuolo che vanno ad interessare il Corpo 5 del modello geotecnico, di natura esclusivamente coesiva e coincidente con quello che nel pisano è noto come Pancone o argilla compressibile, facendolo reagire secondo le teorie della consolidazione.

8. Verifiche di stabilità

Il presente capitolo riporta le analisi relative alle condizioni di equilibrio del rilevato esistente con il nuovo sopralzo e ampliamento, finalizzate a garantire le condizioni di sicurezza e/o funzionalità dell'opera in progetto.

La sezione di progetto considerata sezione di riferimento è quella riportata in **Tavola 6**, grazie alla quale è possibile notare la geometria del manufatto e del contorno che lo ospita, le dimensioni d'insieme e la forma del rilevato così come progettato. Questa, naturalmente, rappresenta un semplice predimensionamento da verificare per procedere alla sua realizzazione. È su tale sezione che sono stati svolti i calcoli di progettazione e le verifiche geotecniche del caso.

Secondo le NTC 2008, le verifiche di stabilità per manufatti in materiali sciolti e fronti di scavo vengono condotte generalmente agli Stati Limite Ultimi (SLU) e in particolar modo allo Stato Limite di Salvaguardia (SLV), tenendo conto dei prescritti coefficienti parziali di sicurezza per le azioni (γ_F), per i parametri geotecnici (γ_M) e per le resistenze (γ_R).

Naturalmente, occorre che sia sempre rispettata la principale condizione, qui presentata:

$$\mathbf{Ed} \leq \mathbf{Rd} \quad \text{ovvero} \quad \mathbf{Rd} / \mathbf{Ed} \geq 1$$

dove **Rd** rappresenta il valore di progetto della resistenza al taglio disponibile e **Ed** lo sforzo di taglio mobilitato lungo la potenziale o effettiva superficie di scorrimento.

In base al metodo dell'equilibrio globale, nell'ipotesi di cinatismi di collasso rotazionale, il margine di sicurezza **F** è espresso, tradizionalmente, dal rapporto tra il momento delle azioni resistenti e il momento delle azioni destabilizzanti:

$$\mathbf{F} = \mathbf{M_R} / \mathbf{M_D}$$

con $\mathbf{M_R} = \mathbf{Rd} = \mathbf{R} / \gamma_R * (\gamma_F * \mathbf{F_K} ; \mathbf{X_K} / \gamma_M ; \mathbf{a_d})$ e con $\mathbf{M_D} = \mathbf{Ed} = \mathbf{E} * (\gamma_F * \mathbf{F_K} ; \mathbf{X_K} / \gamma_M ; \mathbf{a_d})$.

Le azioni di progetto sono, dunque, espresse dal prodotto $\gamma_F * F_K$, mentre i parametri di progetto dei materiali si ottengono dal rapporto X_K / γ_M ; a_d è la geometria di progetto.

Nella formulazione della resistenza **Rd**, compare esplicitamente il coefficiente γ_R , che opera direttamente sulla resistenza del sistema e quindi la relazione di verifica **Rd / Ed** ≥ 1 può essere espressa dalla condizione:

$$R * (\gamma_F * F_K ; X_K / \gamma_M ; a_d) / E * (\gamma_F * F_K ; X_K / \gamma_M ; a_d) \geq \gamma_R$$

Per il manufatto di nostro interesse, le verifiche di stabilità vengono di norma eseguite secondo l'**Approccio 1 - II Combinazione (A2+M2+R2)**.

In base al paragrafo 7.11.1 delle NTC, sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, le analisi agli SLU devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando sia i parametri geotecnici sia le resistenze di progetto con i coefficienti parziali come riportati rispettivamente nelle **Tabelle 7 e 8**.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 7 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II delle NTC 2008).

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 8 - Coefficienti per verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo (Tab. 6.8.I NTC 2008).

Dette verifiche, basate necessariamente su ipotesi semplificate, sono state condotte con il metodo dell'equilibrio limite, che consiste nel valutare la condizione di equilibrio di un corpo rigido soggetto a scorrimento lungo una superficie di forma cilindrica o di forma qualsiasi.

Per i calcoli è stato utilizzato un profilo geologico-tecnico costruito sulla sezione progettuale di riferimento (**Tavola 7**) rappresentativa dell'insieme rilevato esistente, sopralzo e ampliamento posti sul sottosuolo specifico come da modello geotecnico.

8.1 Approccio metodico

I calcoli per ricavare i valori numerici del coefficiente di stabilità **F** sono stati effettuati attraverso il Metodo dell'Equilibrio Limite (**LEM**). Questo consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal rilevato e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica), e nel calcolare le tensioni da taglio (**M_D** ossia le forze destabilizzanti **Ed**) e confrontate con la resistenza disponibile (**M_R** ovvero le forze resistenti **Rd**), valutata secondo il criterio

di rottura di Coulomb. Dal confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza: $F = M_R / M_D$.

Tra i metodi **LEM** alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo, interessate dal potenziale scivolamento, in settori (detti "conci"), di forma geometrica regolare dove è possibile determinare l'equilibrio delle forze agenti alla base (Fellenius, Bishop, Janbu, ecc.). Il metodo che meglio si adatta al nostro caso è quello dei conci.

8.2 Metodo dei conci e relazioni di calcolo adottate

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- un'incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$, mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- Equazioni relative al criterio di rottura n .

Il numero totale di equazioni risulta così $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a $i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Al caso in esame si è scelto di applicare il **metodo di Fellenius** (1927). Con questo metodo, valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare, vengono trascurate le forze di interstriscia; pertanto, le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;

- 1 fattore di sicurezza;
- incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum (C_i * I_i + (W_i * \cos \alpha_i - u_i * I_i) * \tan \phi_i)}{\sum W_i * \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere, ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde oppure all'aumentare del valore della pressione neutrale.

8.3 Valutazione dell'azione sismica

Nelle verifiche agli SLU la stabilità dei manufatti in materiali sciolti nei confronti dell'azione sismica viene eseguita con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

I metodi pseudo-statici consistono, infatti, nel verificare la stabilità di una massa di terreno delimitata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento. Le forze agenti sono costituite, oltre che dal peso proprio del volume dei terreni interessati, dalle forze d'inerzia orizzontali e verticali dovute all'azione sismica:

$$F_h = K_h * W \quad F_v = K_v * W$$

con il coefficiente sismico orizzontale $K_h = \beta_s * (a_{\max} / g)$ e il coefficiente sismico verticale $K_v = \pm 0,5 K_h$.

Conformemente alle NTC 2008, i termini che entrano in gioco nelle relazioni precedenti sono W che è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, β_s che rappresenta il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, a_{\max} che è l'accelerazione sismica massima prevista per il sito e g che coincide con l'accelerazione di gravità (9,81 m/sec²).

I coefficienti riduttivi β_s sono riportati nella seguente **Tabella 9**.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 9 - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (Tab. 7.11.I delle NTC 2008).

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima a_{max} attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

Normalmente l'accelerazione massima prevista per un sito può essere valutata con riferimento alla situazione stratigrafica (coefficiente stratigrafico S_s) e topografica (coefficiente topografico S_T):

$$a_{max} = S * a_g = S_s * S_T * a_g$$

In questa espressione a_g rappresenta l'accelerazione orizzontale massima per un sito con Categoria di sottosuolo A (terreno rigido).

Il fattore topografico (S_T) di amplificazione, risulta necessario per portare in debito conto l'incremento sismico dovuto all'orografia del terreno; sono penalizzate, infatti, quelle situazioni che presentano pendii di maggiore inclinazione, come riportano le NTC 2008.

Riguardo al fattore S_s , come già sappiamo, la normativa vigente ha sempre posto attenzione al problema del sottosuolo di fondazione, introducendo diverse categorie stratigrafiche e andando ad amplificare la risposta dei suoli meno consistenti. Si classificano, così, in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio (V_{s30}), delle prove penetrometriche standard (N_{SPT30}) o della coesione non drenata ($Cu30$).

Nel D.M. 14.01.2008, più volte richiamato, il coefficiente di amplificazione stratigrafico S_s viene valutato secondo la **Tabella 10**.

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 10 - Espressioni di S_s e C_c (Tab. 3.2.V delle NTC 2008).

Tutti i vari termini di riferimento sopracitati sono funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Per il sito in esame, la Categoria di sottosuolo, già evidenziata in precedenza, è la **Categoria D** - *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s -.*

A questo punto, un ruolo fondamentale per i calcoli lo gioca il tempo di ritorno dell'evento sismico, che si ottiene dal periodo di riferimento V_R e dalla probabilità di superamento PV_R dello stato limite, mediante l'espressione logaritmica (log naturale): $T_R = - V_R / \ln (1 - PV_R)$. Il periodo di

riferimento dipende dalla vita nominale dell'opera e dalla sua classe d'uso, come abbiamo già specificato in precedenza.

Per i coefficienti sismici di riferimento, relativi alle varie soluzioni d'instabilità del nostro pendio modellato, rimandiamo ai reports esposti nella relazione tecnica dell'ottobre 2013.

8.4 Ricerca della superficie di scorrimento critica

Occorre ricordare che, in presenza di mezzi omogenei, non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed è necessario esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso in cui vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice: dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne, saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m * n$ e raggio variabile, in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

8.5 Analisi di stabilità

Le verifiche sono state effettuate con l'ausilio del programma di calcolo "Slope" della Geostru Software, in collaborazione con il geol. P. Mannucci, tramite i metodi dell'equilibrio limite, che studiano le condizioni di stabilità di volumi di terreno delimitati inferiormente da superfici di scorrimento.

Per i terreni di sottosuolo e per il corpo dei rilevati, compreso lo strato di bonifica, sono stati considerati i parametri geotecnici di calcolo partendo da quelli di progetto (**Tabella 11**) ridotti tramite i coefficienti parziali citati precedentemente.

	Corpo 1 Cg1	Rilevato nuovo	Rilevato esistente	CORPO 2 Cg2	CORPO 3 Cg3
γ	18,2 kN/mc	20 kN/mc	20,5 kN/mc	18,5 kN/mc	17,8 kN/mc
γ_{sat}	18,7 kN/mc	21 kN/mc	21,5 kN/mc	19,2 kN/mc	18,5 kN/mc
Cu	20 kPa	60 kPa	20 kPa	60 kPa	22 kPa
C'	2 kPa	12 kPa	2 kPa	12 kPa	6 kPa
ϕ	28°	40°	40°	5°	2°
ϕ'	28°	40°	40°	26°	18°
Permeabilità	si	no	no	si	si
Comportamento geotecnico	incoerente coesivo	incoerente	incoerente	incoerente coesivo	incoerente coesivo
OCR	1	5	4	5	2

Tabella 11 - Parametri geotecnici di progetto dove γ = peso di volume naturale, γ_{sat} = peso di volume saturo, **Cu** = resistenza al taglio in condizioni non drenate, **C'** = resistenza al taglio in condizioni drenate. ϕ = angolo di attrito in condizioni non drenate, ϕ' = angolo di attrito efficace, **OCR** = grado di sovraconsolidazione.

Le analisi, statiche e sotto sollecitazione sismica, sono state condotte in condizioni drenate (viste le caratteristiche delle litologie interessate e i tempi di esecuzione dei lavori), imponendo una griglia di ricerca del fattore di sicurezza F minimo relativo a superfici di scorrimento circolari.

L'applicazione di tali modelli al caso in questione è stata eseguita tenendo conto di alcune condizioni specifiche derivanti dallo studio della geologia e della geotecnica del sito, nonché dalla presenza di un acquifero superficiale.

Per quello che concerne l'influenza sismica di un probabile evento tellurico che potrebbe colpire l'area specifica, il comportamento del rilevato stradale, è strettamente legato alla natura del terreno di fondazione e alle condizioni esistenti prima del terremoto.

Nelle analisi condotte con i metodi pseudostatici, il campo di accelerazione all'interno del rilevato è assunto uniforme e le componenti orizzontale e verticale delle forze di inerzia sono applicate nel baricentro della massa potenzialmente instabile, nei metodi globali, o nei baricentri delle singole strisce, nei metodi dei conci.

Nei metodi pseudostatici la condizione di Stato Limite Ultimo (SLV) viene riferita al cinematismo di Collasso Critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza **F**.

I risultati ottenuti, come meglio esposti negli **Allegati D**, possono essere riassunti come da **Tabella 12** che segue.

Sezioni di verifica	Analisi statica in condizione drenata (FELLENIOUS)	Analisi dinamica drenata (FELLENIOUS)
SEZIONE di verifica con PENDENZA della SCARPATA 3H:2V	F = 0,92 (non verificata)	F = 0,84 (non verificata)
SEZIONE di verifica con PENDENZA della SCARPATA 4H:2V	F = 1,24 (verificata)	F = 1,11 (verificata)

Tabella 12 - Coefficiente di sicurezza F calcolati col metodo di Fellenius. Le analisi, statica e dinamica, sono state condotte in condizioni drenate, vista la litologia dei terreni presenti nel sottosuolo specifico e i tempi di esecuzione dei lavori.

La **Tavola 7** mostra le superfici a fattore di sicurezza minimo e tutte quelle calcolate dal programma per le varie verifiche eseguite.

I risultati indicano una certa instabilità sul margine della scarpata del nuovo rilevato senza peraltro presentare superfici profonde particolarmente pericolose e insicure.

Le due verifiche eseguite con pendenze diverse e decrescenti sono giustificate per ottenere un coefficiente di sicurezza accettabile e che verificasse l'analisi svolta.

9. Risultati ottenuti e considerazioni progettuali di natura geotecnica

Ferme restando le indicazioni progettuali suggerite nella relazione tecnica dell'ottobre 2013, è bene andare ad aggiungere quanto segue alla luce dei risultati di ordine geotecnico raggiunti.

Relativamente alla capacità portante (carico limite e carico ammissibile) del terreno di fondazione del rilevato in progetto, i calcoli svolti indicano valori soddisfacenti con margini di sicurezza ampi per la condizione drenata, sia statica che dinamica, meno per quella a breve termine.

Si può ritenere, così, che non esistono problemi di portanza del terreno d'intervento specifico, vuoi per la parte in ampliamento vuoi in presenza del sopralzo del corpo stradale esistente, soprattutto per la condizione di lungo periodo.

Tuttavia, può sorgere qualche dubbio per la verifica eseguita nella condizione non drenata di breve termine, per la quale sarebbe bene conoscere meglio lo stato tensionale dei terreni di fondazione, che può variare molto rapidamente rispetto al tempo necessario affinché l'acqua possa uscire dal terreno e dissipare le sovrappressioni interstiziali.

Per questo sarebbe opportuno confermare da un lato la veridicità del modello geotecnico considerato, del quale parleremo più avanti, e dall'altro il valore esecutivo dell'effetto delle azioni, calcolato secondo la normativa vigente e, ad oggi, non perfettamente chiaro. Quest'ultimo dovrebbe, infatti, essere sempre inferiore alla resistenza di progetto indicata, al fine di evitare eventuali fenomeni di rottura del terreno di fondazione con conseguenti dissesti per il manufatto.

Inoltre, riguardo sempre al tema sulla portanza, occorre rimarcare che le analisi di verifica sono state eseguite operando assunzioni particolari, non proprio coincidenti con la realtà fisica, come quella di aver assimilato il rilevato in esame a una superficie fondale, idealmente rigida e finita, con una forma geometrica regolare (rettangolo di 12 m x 60 m) e un'interfaccia manufatto-terreno di fondazione distinta da una legge costitutiva rigido-plastica, sulla quale potessero distribuirsi uniformemente le tensioni verticali.

Circa i cedimenti, l'argomento appare ancor più delicato tanto da doverlo trattare molto più in dettaglio rispetto al precedente, spiegando bene a quali risultati siamo arrivati e quali considerazioni è necessario fare.

I cedimenti che abbiamo calcolato hanno, tendenzialmente, luogo in seguito alla costruzione e all'utilizzo del rilevato e possono essere distinti in cedimenti immediati e cedimenti differiti nel tempo.

Al riguardo, le modalità e i tempi di realizzazione del manufatto, che rappresentano un'incognita molto importante per i rilevati, provocano vizi di forma sulla stima dei cedimenti nei terreni di fondazione. I calcoli sono, infatti, applicati ad un sistema terreno-rilevato come se quest'ultimo fosse realizzato in un tempo istantaneo.

Nella realtà la realizzazione delle opere in materiali sciolti avviene attraverso varie fasi delle quali, in estrema sintesi, le più importanti appaiono:

- l'asportazione di una porzione superficiale di terreno vegetale con bonifica del piano di fondazione;
- la disposizione di strati di terreno, con indici di umidità prossimi all'ottimo di Proctor, da compattare mediante numerosi passaggi operati da apposite e pesanti macchine vibranti.

Il terreno di fondazione, quindi, inizia a consolidarsi immediatamente dopo l'inizio dei lavori e una porzione del cedimento stimato si sviluppa ancora prima che l'opera sia terminata. La valutazione di questa porzione di cedimento appare di obbiettiva difficile quantificazione.

Si può comunque ipotizzare, in via del tutto qualitativa, che i cedimenti immediati (che si sviluppano, cioè, in fase di cantiere) possano essere dell'ordine del 20% del cedimento totale (da

letteratura tecnica), percentuale che tende ad aumentare se i tempi di realizzazione risultano piuttosto lunghi.

Pertanto, è possibile affermare che, mentre i cedimenti immediati, per la tipologia di opera in esame, possono in ogni caso essere trascurati, in quanto tendono a non interferire con la funzionalità del manufatto finito, quelli secondari sono da tenere bene in considerazione e possono essere attribuiti al fenomeno della consolidazione indotto dal peso proprio del rilevato, al comportamento viscoso dei terreni, alla ciclicità dei carichi indotti dal passaggio di automezzi, soprattutto pesanti, sul rilevato stesso e, infine, ad eventuali azioni sismiche.

La stima complessiva dell'entità dei cedimenti che il rilevato in studio subirà nel tempo rimane, quindi, un problema aperto e complicato, assieme alla loro ammissibilità, vista la vulnerabilità della struttura in progetto e quella esistente, nonché la destinazione d'uso dell'opera intera.

Oltre ai motivi già enunciati, sussistono anche incertezze di altro genere che possono essere spiegate come segue.

Innanzitutto, l'entità e la distribuzione del carico trasmesso dalla fondazione e dall'intero corpo del rilevato al terreno, che abbiamo considerato un dato del problema e che, in realtà, non è così perfettamente certo, come detto in precedenza, anche se il carico di un rilevato stradale può considerarsi generalmente noto e sostanzialmente costante nel tempo, in quanto il carico accidentale dovrebbe risultare lieve rispetto a quello permanente.

Poi, le considerazioni condotte sul comportamento dell'interfaccia tra il corpo stradale e il piano di imposta del terreno, da un lato pseudo-rigido e dall'altro flessibile, con la seconda ipotesi molto più vicina alla realtà per la tipologia specifica di opera in materiale sciolto, nonostante il previsto impiego di geosintetici che tendono ad irrigidire la base del rilevato, oltre che aumentare la capacità portante dei terreni di fondazione e separare/filtrare i terreni a diversa granulometria nel sottosuolo e tra il terreno naturale e quello di riporto.

Inoltre, occorre considerare che una parte del cedimento può essere legato a cause diverse dal carico trasmesso dal nuovo manufatto: in primo luogo dalla modifica dello stato tensionale del terreno fondale, posto al di sotto del vecchio rilevato, dove scorrono l'Aurelia e la Via della Fossa Ducaria, a causa del sovraccarico dato dall'ampliamento, poi dalle oscillazioni della falda superficiale, dal rigonfiamento e/o ritiro dei terreni coesivi, da eventuali movimenti franosi delle scarpate, da vibrazioni ecc.

A tutto ciò si aggiunge l'incertezza del modello geotecnico, necessariamente semplificato, come accennavamo sopra.

Il sottosuolo specifico è stato, infatti, assimilato ad un terreno, seppur stratificato, omogeneo per spessori e continuo su tutta l'area d'intervento, pur sapendo quanto la Pianura Pisana sia invece caratterizzata da una sensibile eterogeneità geologico-tecnica dovuta agli effetti delle trasgressioni e regressioni marine, all'azione morfogenetica dei due più importanti corsi d'acqua che la solcano (Arno e Serchio) e alle modifiche operate dall'intervento umano nei secoli con opere idrauliche e idro-geotecniche, quali colmate, canalizzazioni, bonifiche, rettifiche di alvei, ecc.

Le indagini geognostiche, eseguite a supporto della stesura del progetto in esame e relazionate nelle note tecniche dell'ottobre 2013, hanno evidenziato la presenza di un terreno di fondazione

costituito da una successione di orizzonti litologici a natura sia granulare che coesiva, con questi ultimi che si trovano nelle condizioni normalmente consolidate, almeno oltre una certa profondità dal p.c. Sono questi materiali coesivi ad alto contenuto organico e, talvolta, torboso (denominati dal PS pisano *argille compressibili* e coincidenti con il nostro Corpo 5 del modello) che possono creare seri problemi di instabilità per scarsa capacità portante e negativi fenomeni di consolidazione, a causa delle loro caratteristiche fisico-meccaniche particolarmente scadenti per l'alta compressibilità e la bassa resistenza al taglio, soprattutto se prossimi con il loro tetto alla superficie terrestre, come accade spesso in diversi luoghi della Pianura Pisana, dove peraltro hanno spessori notevoli estendendosi fino a profondità anche elevate (oltre i 30 m dal piano campagna).

In più c'è da considerare una falda superficiale che tende ad oscillare nei primi metri di sottosuolo, influenzata dai cicli stagionali e vincolata dall'andamento delle acque che scorrono nel vicino Arno.

Nel quadro descritto, concludendo l'argomento in questione, possiamo dire che i cedimenti stimati, associati alla realizzazione delle opere, con il rilevato in progetto costruito in modo tradizionale e senza adottare alcun accorgimento volto ad accelerare il processo di consolidazione dei materiali più fini posti in profondità, potrebbero dare dei risultati di entità inaccettabile, soprattutto se i tempi di realizzazione fossero troppo rapidi. Al contrario, qualora il programma di lavoro prevedesse delle fasi iniziali mirate esclusivamente alla costruzione del corpo stradale in ampliamento alla viabilità esistente e soltanto successivamente tutte le altre opere connesse, ovvero si riuscisse in un tempo ragionevole a caricare il terreno di fondazione con i materiali previsti seguendo tutte le procedure del caso e si lasciasse consolidare il sottosuolo per almeno 5/6 mesi, si avrebbe un decorso apprezzabile dei cedimenti attesi nelle fasi di cantiere e ancor prima della realizzazione della porzione sommitale del rilevato, comprensiva del binder e dell'usura. In questo modo si potrebbe abbattere per un 70% circa l'entità dei cedimenti calcolati, riducendo il restante a 4-5 cm al centro della fondazione e 3-4 cm sul bordo.

La notevole complessità geologica dei terreni pisani, associata alla delicata situazione al contorno legata alla presenza dell'esistente rilevato stradale dove scorrono l'Aurelia e la Via della Fossa Ducaria, rendono opportuna, anche, l'elaborazione di una soluzione alternativa a quella di progetto, al fine di ridurre da un lato i fisiologici cedimenti degli strati più compressibili e dall'altro eliminarne almeno parzialmente alla radice le cause. Tutto ciò è possibile facendo ricorso all'impiego di materiali leggeri (ma resistenti) per la realizzazione del rilevato al posto dei tradizionali materiali di riempimento, senza andare a prevedere altri accorgimenti economicamente molto costosi.

L'alleggerimento sarebbe possibile impiegando materiali artificiali e naturali allo stesso tempo, ottenuti mediante processi termici a partire da argille naturali, come per esempio la cosiddetta argilla espansa, dotata di un peso per unità di volume molto inferiore rispetto a quello del terreno stesso.

Al fine di garantire un elevato valore di rigidità dello strato di argilla espansa, misurabile mediante l'esecuzione di prove di carico su piastra, è tuttavia necessario che questa venga adeguatamente compattata; per questo motivo è opportuno adottare una stratigrafia di posa che preveda l'interposizione di strati di misto granulare stabilizzato e geosintetico.

Questi ultimi, in particolare, fungono semplicemente da elementi separatori, e prevengono fenomeni di pompaggio del materiale fine che altrimenti andrebbe a mescolarsi con l'argilla espansa che costituisce l'ossatura del rilevato.

L'utilizzo di questa tecnica di posa consente, inoltre, di effettuare una compattazione mediante semplice rullaggio e corrisponde a quanto viene usualmente definito "pacchetto standard" dalle ditte produttrici, ossia una successione regolare di argilla espansa per circa il 70-80% in volume e inerte di cava per il restante 20-30%.

Gli spessori degli strati possono variare tra 70 e 80 cm per l'argilla espansa e tra 20 e 30 cm per l'inerte di cava. Il peso per unità di volume di questo nuovo materiale misto così ottenuto è pari a circa 9,0 kN/mc e risulta, quindi, notevolmente più leggero del terreno naturale e tanto più dei materiali tradizionali di riempimento, tanto da permettere una costruzione che carichi poco il terreno di fondazione e non vari troppo lo stato originale di equilibrio tensionale.

La sequenza costruttiva per la realizzazione del rilevato alleggerito si può articolare in:

- sbancamento iniziale;
- posa tessuto-non tessuto;
- posa della massicciata di fondo (spessa 50 cm o 1 m) e costituita da materiale arido con pezzatura idonea;
- compattazione tramite mezzi idonei;
- posa tessuto-non tessuto;
- posa del primo strato di argilla espansa;
- posa tessuto-non tessuto;
- posa dello strato di misto granulare di interposizione;
- compattazione mediante rullaggio;
- posa dei successivi pacchetti standard, fino al raggiungimento dell'altezza di progetto del rilevato.

Al termine della realizzazione di ogni pacchetto standard devono, inoltre, essere eseguite una serie di prove di carico su piastra mirate al controllo della natura e dello stato dei materiali/terreni, prima di procedere alla posa della sovrastruttura stradale.

Le proprietà tecnologiche dell'argilla espansa consentono nella specifica applicazione di ottenere obiettivi ben precisi come quelli da noi evidenziati in qualità di problematiche per la funzionalità dell'opera, garantendo una serie di importanti vantaggi rispetto alle soluzioni più tradizionali.

Una volta messa in opera e terminata la fase di addensamento, infatti, il rilevato alleggerito si dimostra in grado di ridurre sensibilmente i cedimenti assoluti e differenziali dell'ampliamento in progetto (**Allegato E**) ed abbattere quei dissesti che si potrebbero avere nella zona di contatto tra il nuovo e il vecchio manufatto.

L'utilizzo dell'argilla espansa, inoltre, incrementa in misura consistente il coefficiente di sicurezza valutato con riferimento allo stato limite ultimo, ovvero anche il valore di verifica della capacità

portante ammissibile nella condizione non drenata risulterebbe ampiamente soddisfatto con i nuovi carichi di variante (tendenzialmente intorno ai 25 kN/mq).

L'ultimo tema è quello della stabilità globale manufatto-terreno di fondazione.

Tutti i risultati indicano che sussiste una certa sicurezza per eventuali superfici di instabilità profonde e/o pseudo-profonde, riguardanti le due strutture antropiche (nuovo e vecchio rilevato), i terreni di fondazione e quelli attigui.

Viceversa, i dati raggiunti presentano fattori di sicurezza bassi e inaccettabili per superfici di scorrimento prossime alle scarpate con pendenze 3H:2V, nelle verifiche condotte in condizioni drenate sia per l'analisi statica che per quella dinamica.

Per tale motivo abbiamo intrapreso lo studio di una scarpata più dolce (4H:2V) per capire se le caratteristiche geotecniche dei materiali potessero portare a delle verifiche ammissibili con le nuove pendenze. Quelle che erano superfici di scorrimento problematiche hanno mostrato fattori di sicurezza accettabili, tanto da pensare a queste inclinazioni per una progettazione definitiva.

Tuttavia, per il problema specifico l'addolcimento della pendenza della scarpata, in assenza di un'adeguata copertura superficiale, non risolve il problema a meno di non ricorrere a valori estremamente ridotti delle inclinazioni.

Al riguardo, si raccomanda quindi di prevedere un inerbimento del pendio tramite un terreno di coltura e una semina di essenze erbacee idonee, ponendo estrema attenzione alla fase iniziale del processo, dove risulta facile il fenomeno del dilavamento e quello dell'erosione superficiale, provocati dalle piogge, dal ruscellamento delle acque e dall'azione del vento, con probabili perdite di terreno e la conseguente formazione di solchi più o meno profondi, che possono provocare nel tempo una certa instabilità dinamica sul fronte delle scarpate e un eventuale interessamento delle banchina o addirittura delle carreggiate stradali.

La causa di tutto ciò è da ricercare nella povertà e fragilità del cotico erboso, proprio nella prima fase di sviluppo per la ridotta penetrazione delle radici nel substrato. Una prevenzione particolare può essere rappresentata dall'utilizzo di geostuoie che tendono a risolvere definitivamente il problema, garantendo un'efficace protezione antierosiva nella fase antecedente l'attecchimento della vegetazione, impedendo la formazione di solchi superficiali e/o profondi e interagendo con le radici delle essenze seminate per un miglior ancoraggio delle stesse impedendone lo strappo e il dilavamento. Altrimenti è possibile fare uso di un'idrosemina, particolare tecnica per l'inerbimento di superfici difficili e impervie, dove, con la semina tradizionale, sarebbe impossibile ottenere buoni risultati. Tale metodo prevede la semina del terreno con una miscela complessa (in generale seme, acqua, fertilizzante e pacciamatura) dalle particolari proprietà, che viene distribuita grazie ad appositi macchinari in un unico lavoro, con un conseguente inerbimento rapido ed efficace.

10. Terre e rocce da scavo

Si ricorda che l'intervento in progetto può comportare la rimozione di una quantità importante di terra o roccia da scavo. Al riguardo, le nuove disposizioni che sono contenute nell'articolo 41-bis "Ulteriori disposizioni in materia di terre e rocce da scavo" del *Decreto del fare*, convertito nella **L. 98/2013 "Disposizioni urgenti per il rilancio dell'economia"**, in vigore dal 21 agosto 2013, indicano come gestire tali materiali.

Qualora il materiale di scavo prodotto non verrà portato via dal sito di produzione, si dovrà riutilizzarlo completamente presso il sito stesso in cui è stato escavato, nel rispetto delle prescrizioni e condizioni dettate dall'art. 185 comma 1, lett. c del D.Lgs. 152/2006.

Nel caso in cui il materiale di scavo verrà asportato dal sito di produzione, abbiamo alcune strade da seguire:

1. se si tratta di un rifiuto recuperabile, è possibile procedere con un conferimento del materiale presso impianti autorizzati attraverso un apposito formulario di identificazione (ex art. 195 del D.Lgs. 152/2006) previa caratterizzazione analitica richiesta dall'impianto di ricezione.
2. si può riutilizzare come sottoprodotto presso un sito esterno, a patto che chi ne usufruisce dimostri il pieno rispetto dei criteri previsti dalla normativa vigente che risulta una norma di favore rispetto alla normativa sui rifiuti:
 - quando il sito produttivo è sottoposto a V.I.A. o A.I.A. e i quantitativi sono superiori ai 6000 mc, si procede mediante redazione e presentazione del Piano di Utilizzo, ai sensi del D.M. 161/2012, che ne disciplina contenuti e procedure, secondo cui il soggetto proponente può comprovare la sussistenza delle condizioni e delle caratteristiche qualitative e quantitative del materiale da scavo per accedere al riutilizzo;
 - per tutti gli altri casi, non si applica la disciplina del D.M. 161/2012 (anche per opere soggette a V.I.A. e A.I.A. minori di 6000 mc). I materiali da scavo sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 184-bis del D.Lgs. 152/06, se il proponente o il produttore dimostra, tramite un'autocertificazione da presentare alle sedi ARPA competenti sul territorio (ex DPR 28/12/00 n. 445) che vengono soddisfatte alcune condizioni fondamentali, quali, ad esempio:
 - la destinazione di riutilizzo delle rocce e terre da scavo sia certa e determinata, anche presso più siti;
 - siano rispettate le concentrazioni soglia di contaminazione compatibili con il sito di destinazione e non vi sia pericolo di contaminazione per le acque di falda;
 - l'utilizzo non comporti rischi per la salute o variazioni negative delle emissioni rispetto alle normali materie prime;
 - i materiali da scavo non siano sottoposti a preventivi trattamenti fatta eccezione per la normale pratica industriale.

Si precisa, inoltre, che l'autocertificazione del proponente dovrà indicare, oltre alla qualità, la quantità dei materiali destinati al riutilizzo, il sito di deposito e i tempi previsti per il riutilizzo (indicativamente un anno). In più, il completo riutilizzo dei materiali da scavo dovrà essere poi comunicato dal produttore alle sedi ARPA competenti sul territorio, il trasporto dovrà avvenire come bene/prodotto e il processo di autocertificazione dovrà essere coordinato, a cura del proponente, con l'iter edilizio dei siti di produzione e riutilizzo.

L'operatore può, quindi, scegliere di gestire i materiali da scavo secondo diversi scenari, che possono anche coesistere nel medesimo intervento a condizione che si operi su porzioni ben distinte dei

materiali.

Per quanto riguarda la disciplina introdotta dal D.M. 161/2012, questa ruota attorno al Piano di Utilizzo, che dovrà essere presentato all'autorità competente (l'autorità che autorizza la realizzazione dell'opera) per l'approvazione almeno 90 giorni prima dell'inizio dei lavori.

Una volta approvato, il proponente gestisce il materiale da scavo nel rispetto del Piano di Utilizzo a seguito di Comunicazione di inizio attività di produzione e trasporto, da inviarsi almeno 7 giorni prima dell'inizio lavori, allegando il titolo edilizio.

Un punto decisivo nella nuova gestione dei materiali da scavo è la fase di trasporto, per la quale è stato predisposto un nuovo Documento di Trasporto, che deve accompagnare l'uscita del materiale da scavo dal sito di produzione.

L'avvenuto utilizzo del materiale escavato in conformità al Piano é attestato dall'esecutore all'autorità competente, mediante una Dichiarazione di avvenuto utilizzo.

11. Considerazioni conclusive

Alla luce del quadro descritto si ritiene che le condizioni s.l. dell'area in oggetto non facciano pensare a specifiche pregiudiziali di carattere geotecnico per la realizzazione degli interventi in progetto, fatte salve le indicazioni e considerazioni relazionate nel presente lavoro.

Si sostiene, anche, che potranno essere utili prove di laboratorio su quei terreni appartenenti al rilevato esistente, che verrà tagliato secondo la progettazione con gradoni orizzontali per addossarvi la nuova struttura. Questi controlli, mirati alla conoscenza delle proprietà fisiche e delle caratteristiche meccaniche del vecchio corpo stradale, potrebbero dare altre importanti informazioni per le tecniche e modalità costruttive del nuovo manufatto, nonché per una corretta e attenta scelta o conferma dei materiali da impiegare nella nuova costruzione fino alla sovrastruttura, primo step per un appropriato approccio geotecnico al problema progettuale ed esecutivo.

Infine, vogliamo ricordare quanto siano di estrema importanza le indagini di controllo in cantiere atte ad accertare sia la qualità dei materiali usati sia la validità di esecuzione dell'opera. Tramite questa operazione, infatti, è possibile appurare che il rilevato possenga quelle caratteristiche di resistenza, deformabilità e impermeabilità che sono richieste affinché l'opera risulti efficiente e durevole. Le vie che si seguono prevedono controlli del terreno impiegato nel rilevato, controlli delle modalità di esecuzione del lavoro e dell'efficacia dei mezzi compattanti, controlli delle caratteristiche del terreno compattato. Il tutto è definito dalla normativa tecnica di settore in vigore e mirato alla stabilità dell'insieme terreno-manufatto.

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

Pisa, novembre 2014

dott. Geologo Alessandro Ungari

