



**COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA DELLA
MOBILITA' RIGUARDANTE LA A4 (TRATTO VENEZIA - TRIESTE)
ED IL RACCORDO VILLESSE - GORIZIA**

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri
n° 3702 del 05 settembre 2008 e s.m.i.

VIA LAZZARETTO VECCHIO, 26 - 34123 TRIESTE
Tel 040 3189542 - 0432 925542 - Fax 040 3189545 commissario@autovie.it

**AUTOSTRADA A4
PIANO PER LA SICUREZZA AUTOSTRADALE
ADEGUAMENTO PISTE DI IMMISSIONE IN AUTOSTRADA
I LOTTO FUNZIONALE**

PROGETTO DEFINITIVO

(Decreto Comm. Delegato n°231 del 22 marzo 2013)

GEOLOGIA E GEOTECNICA

Relazione geologica e geotecnica

TEMATICA

C

N. ALLEGATO e SUB.ALL.

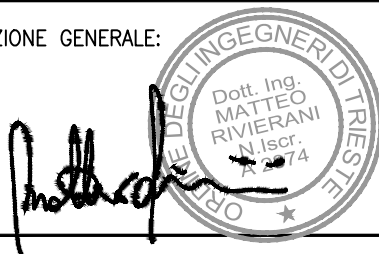
01.00.0.0

REV.	DATA	DESCRIZIONE DELLA REVISIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
3					
2					
1	20.10.2016	TRASMISSIONE M.A.T.T.M.	AC	AC	MR
0	18.11.2013	PRIMA EMISSIONE	AC	AC	MR

COORDINAMENTO E PROGETTAZIONE GENERALE:

S.p.A. AUTOVIE VENETE :

dott. ing. Matteo RIVIERANI

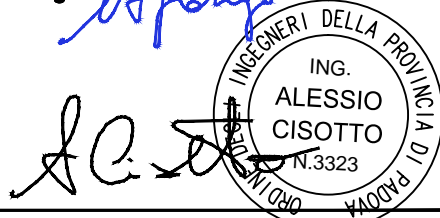


PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

dott.geol. Carlo Alberto LONGO
iscritto all'Ordine dei Geologi - Elenco Speciale -
della Regione Friuli Venezia Giulia al n.362

GEOLOGIA E GEOTECNICA:

dott. ing. Alessio CISOTTO



SUPPORTO TECNICO OPERATIVO LOGISTICO

S.p.A. AUTOVIE VENETE

34143 TRIESTE - Via V. Locchi, 19 - tel. 040/3189111
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento da parte di
Friulia S.p.A. - Finanziaria Regionale Friuli-Venezia Giulia

CONCESSIONARIA AUTOSTRADE
A4 VENEZIA - TRIESTE
A23 PALMANOVA - UDINE
A28 PORTOGRUARO - CONEGLIANO

IL CAPO PROGETTO:
dott.ing. Edoardo PELLA

DIREZIONE TECNICA:
dott.ing. Enrico RAZZINI

COMMISSARIO DELEGATO
PER L'EMERGENZA
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
dott.ing. Enrico RAZZINI

NOME FILE:
1314C0100001.pdf

DATA PROGETTO:
18.11.2013

21A075

CODICE MASTRO

13

ANNO

14

1

N.PROGETTO REVISIONE

INDICE

1.	PREMESSE	2
2.	NORMATIVE.....	3
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	4
3.1	Tratto in pianura	4
3.2	Tratto carsico	6
4.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
4.1	Svincolo e nuovo casello di Redipuglia	8
5.	LINEAMENTI DI TETTONICA E SISMICITÀ.....	13
5.1	Classificazione sismica (NTC 2008)	14
6.	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE.....	18
6.1	Svincolo di Redipuglia	18
6.2	Nuovo casello di Redipuglia	22

1. PREMESSE

Il progetto di adeguamento delle piste di immissione in autostrada prevede, in corrispondenza dello svincolo di Redipuglia, l'allargamento del rilevato autostradale esistente e lo spostamento della rampa monodirezionale di svincolo che da Venezia porta al casello.

Nel casello di Redipuglia, che verrà ingrandito portando a dieci il numero di piste (più due piste per i trasporti eccezionali), saranno realizzati un nuovo fabbricato impianti ed un cunicolo in c.a. pedonale per collegare tale fabbricato con l'edificio uffici esistente.

Nella presente relazione, oltre alla caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni, vengono affrontate le principali problematiche di ordine geotecnico legate agli interventi di progetto.

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento ai risultati della campagna geognostica condotta dalla Geotecnica Veneta S.r.l. di Olmo di Martellago (VE) nel 2007.

Le indagini geognostiche effettuate hanno integrato gli elementi raccolti presso le amministrazioni locali e quelli ricavati dalle pubblicazioni della Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia e le risultanze di precedenti campagne geognostiche relative sia alla costruzione dell'autostrada sia ai progetti di ammodernamento della stessa.

2. NORMATIVE

Si dichiara che il presente studio è stato redatto in conformità alle seguenti Leggi e Normative nazionali e regionali e Raccomandazioni Tecniche:

- D.M. 11 marzo 1988 –*“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.
- Legge 2 febbraio 1974 n.64- *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- D.M. 16 Gennaio 1996 - *Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche*.
- Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 –*“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, come modificata ed integrata dall’Ordinanza del P.C.M. n. 3316 del 2 ottobre 2003”*.
- Delibera Giunta Regione F.V.G. n.2325 del 01 agosto 2003 *“Recepimento dell’Ordinanza del P.C.M n. 3274 del 20 marzo 2003”*.
- D.M. 14 gennaio 2008 - *Norme Tecniche per le costruzioni* (pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n.30).
- Circolare esplicativa n.617 del 26/02/09 del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, contenente *“Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”*.
- Raccomandazioni AGI sui pali di fondazione (1988).

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Le aree oggetto di intervento poste in prossimità del casello di Redipuglia interessano i sedimenti sciolti che caratterizzano la Pianura Veneto-Friulana, estremamente livellata sotto il profilo morfologico mentre, dopo Redipuglia, si incontrano le masse rocciose carbonatiche del Carso Goriziano e Triestino fino a Sistiana (TS).

3.1 *Tratto in pianura*

La Pianura Veneto-Friulana presenta situazioni stratigrafiche ed idrogeologiche peculiari, per cui viene normalmente suddivisa in Alta e Bassa Pianura, separate dalla linea delle risorgive.

La coltre quaternaria che la costituisce poggia sopra un basamento di età per lo più terziaria (Flysch) e subordinatamente mesozoica (rocce carbonatiche). Lo spessore totale dei sedimenti, variabile da zona a zona, giunge a sfiorare un massimo di 1000 m lungo la fascia costiera (laguna di Venezia) per diminuire sensibilmente verso N-E (200÷300 m nella zona delle lagune verso la foce del F. Piave fino ad annullarsi alle pendici del Carso Triestino). I materiali sciolti che costituiscono tale coltre sono di origine fluviale e fluvioglaciale nell'Alta Pianura, essenzialmente fluviali nella fascia mediana, fluviali e marini di tipo litorale e palustre nella Bassa Pianura e lungo la fascia litoranea.

La costituzione lito-stratigrafica e granulometrica appare varia e difficilmente precisabile nel dettaglio, tuttavia in base alle risultanze di numerose terebrazioni profonde è stato costruito un quadro sufficientemente indicativo della parte superiore del materasso, attualmente sfruttato per il reperimento di acque sotterranee. Tale complessità deriva da diversi fattori: il numero elevato di corsi d'acqua che, provenendo dalle Alpi e dalle Prealpi, hanno contribuito a colmare l'antica depressione adriatica (Piave, Livenza, Tagliamento); le frequenti trasgressioni e regressioni del mare Adriatico, che sono giunte a interessare la Media Pianura veneto-friulana; le deformazioni dell'assetto del territorio dovute a fenomeni neotettonici.

E' soprattutto nell'ambito della pianura friulana che si distingue una serie di grosse conoidi contigue, addentellate e parzialmente sovrapposte, depositatesi in seguito ad imponenti fenomeni di alluvionamento operati dai fiumi al loro sbocco in pianura. Il succedersi di queste conoidi determina la presenza di livelli ghiaiosi che si incuneano nei sedimenti più fini propri della Bassa Pianura. I sedimenti fini superficiali (sabbie, limi ed argille) sono invece collegati alle torbide fluitate dalle correnti fluviali nelle fasi di ritiro e scomparsa dei ghiacciai wurmiani, mentre le torbe indicano vaste zone di accumulo di vegetali presso foci di corsi d'acqua entro specchi lacustri e marini.

L'area in cui sorge il casello di Redipuglia si trova a monte della linea delle risorgive (Alta Pianura), prevalentemente su alluvioni ghiaioso-sabbiose con rare e modeste intercalazioni lentiformi limo-argillose e con livelli ghiaiosi, localmente più o meno cementati.

Dal punto di vista idrogeologico, il materasso ghiaioso indifferenziato caratteristico dell'Alta Pianura, ospita un'unica falda a carattere freatico, con continuità laterale legata al contatto diretto delle varie conoidi alluvionali contraddistinte da materiali ghiaiosi molto permeabili (coefficiente di permeabilità $K = 10^{-3} \div 10^{-4}$ m/s). La sua profondità é massima nella zona più settentrionale (superiori a 50 m dal piano campagna) e si riduce progressivamente verso Sud fino venire spontaneamente a giorno nei punti più depressi lungo una fascia praticamente continua che marca il passaggio tra l'Alta e la Bassa pianura, denominata "*linea delle risorgive*".

Nelle schede delle indagini geognostiche eseguite in prossimità dell'area oggetto di intervento, spinte sino ad una profondità massima di 20 m dal piano campagna, non è stata indicata la presenza di falda. Da studi geologici-geotecnici eseguiti per la realizzazione di opere prossime all'area di intervento (come ad esempio il centro commerciale costruito in località Soleschiano) e dalle misure eseguite dalla Protezione Civile su un piezometro installato in via P. Micca nel Comune di Ronchi dei Legionari (misure disponibili a partire dalla fine del 2010), si ricava una quota massima di falda pari a 5÷6 m dal piano campagna.

3.2 *Tratto carsico*

Superato lo svincolo di Redipuglia l'autostrada A4 Venezia-Trieste, si sviluppa interamente sul Carso, modellato in rocce carbonatiche di età compresa tra l'Aptiano (Cretacico inferiore) e l'Eocene inferiore, appartenenti alla formazione dei *Calcari del Carso triestino*, a sua volta suddivisibile in almeno sei *Membri*.

Come illustrato dalla carta geologica alla scala 1:50.000 allegata, nell'area in esame affiorano in successione normale tre di questi *membri* e precisamente:

- il Membro *M. Coste* (Aptiano pp - Albiano pp);
- di *Zolla* (Cenomaniano pp - Turoniano inferiore pp);
- di *Borgo Grotta Gigante* (Turoniano inferiore pp - Senoniano inferiore pp).

Membro di M. Coste: è costituito da calcari nerastri e grigio-scuri, compatti, lastroidi, talora bituminosi e fetidi alla percussione, a frattura subconcoide, stratificazione netta con periodo da centimetrico a decimetrico. Al tetto sono presenti alternanze lenticolari calcareo-dolomitiche e livelli di breccie monogeniche con clasti nerastri, angolosi, da millimetrici a centimetrici, in matrice micritica grigia.

Poiché questi litotipi sono caratterizzati da una carsificabilità da media a medio-alta, si riscontrano numerose cavità e doline che per la stratificazione netta e frequente hanno generalmente morfologia accidentata.

Membro di Zolla: è costituito da calcari neri, grigi nella parte superiore, più o meno compatti, talora fetidi alla percussione, a frattura da irregolare-scheggiosa a sub-concoide, stratificazione netta con periodo decimetrico. Nella parte inferiore sono presenti livelli fossiliferi talora molto potenti e alternanze calcareo-dolomitiche.

A questo membro compete una carsificabilità da media a medio-bassa; le doline infatti sono piccole, non profonde, dai fianchi poco acclivi.

Membro di Borgo Grotta Gigante: che interessa più direttamente l'area di servizio di Duino Nord di interesse progettuale, è costituito da calcari da grigio-chiari a nerastri, talora molto fossiliferi, a frattura scheggiosa, con variazioni laterali e verticali a calcari grigi più compatti, a volte nero-lamellari. La

stratificazione è massiccia, spesso indistinta, con periodo da decimetrico a metrico. Si sviluppano fenomeni carsici più importanti ed estesi rispetto alle formazioni precedenti e l'altissima carsificabilità giustifica le numerose doline ampie e profonde dalle diverse morfologie (a piatto, a ciotola, di crollo, dai fianchi acclivi, con terre rosse o detriti al fondo, ecc), i campi solcati, le migliaia di cavità, anche notevolmente sviluppate, con pozzi ampi e profondi, gallerie estese e grandi caverne.

L'unico corso d'acqua nelle adiacenze dell'area in oggetto è il Fiume Timavo, tipicamente carsico, che si sviluppa prevalentemente in sotterraneo. Nasce con il nome di Reka in Slovenia e dopo un breve percorso superficiale s'inabissa nel Carso sempre in Slovenia in una grotta a galleria presso Naclo, per riemergere in prossimità della costa adriatica attraverso numerose sorgenti su un fronte di qualche chilometro, costretto da un cospicuo orizzonte marnoso praticamente impermeabile. Le sorgenti principali sono quelle di S. Giovanni di Duino, che formano il corso inferiore del fiume le quali, dopo un breve percorso individuale, formano un grande corso d'acqua con portate di 20 m³/s. Poco prima della foce il Timavo riceve sulla destra l'affluente Lòcavaz, che assieme al Moschenizza raccoglie le acque di altre minori sorgive carsiche del Timavo e del Vipacco, disperdendole però in parte nella piana del Lisert.

Alimentati da alcune profonde fenditure del fondo roccioso che fungono alternativamente da immissari ed emissari sono alcuni bacini lacustri come il lago di Doberdò, quello di Pietrarossa e quello di Sablici. Il fondo di quest'ultimo si trova a meno di un metro sopra il livello del mare per cui la sua altezza risente anche dell'influsso delle maree.

L'autostrada, poco prima dello svincolo del Lisert corre in fregio ai laghi di Pietrarossa e di Sablici; poi, superato il Lisert attraversa il Canale Moschenizza. Le acque sotterranee solo in questo tratto si trovano a modesta profondità dal piano campagna, mentre nelle restanti aree carsiche di interesse si trovano a profondità decisamente più elevate.

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 *Svincolo e nuovo casello di Redipuglia*

Come detto, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si è fatto riferimento ai risultati della campagna geognostica condotta dalla Geotecnica Veneta S.r.l. di Olmo di Martellago (VE) nel 2007 nell'ambito della progettazione esecutiva di adeguamento delle piste di immissione in autostrada in uscita degli svincoli dei caselli e dalle aree di servizio (piste di accelerazione). In particolare, in prossimità dell'area oggetto di intervento sono stati eseguiti n.1 sondaggio a carotaggio continuo, spinto sino ad una profondità di 20 m dal piano campagna (S1), e n.3 trincee esplorative a -2.5 m circa (TR 1÷3), con esecuzione, in alcune di esse, di prove di carico su piastra di diametro $\phi 300$ mm per la determinazione del modulo di deformazione M_d .

In allegato è riportata la planimetria con l'ubicazione delle indagini e le relative schede.

Nel corso dei sondaggio, oltre alla descrizione dei terreni attraversati, sono state eseguite misure della consistenza con pocket penetrometer (Pen) e con torvane (Tor) negli strati limoso-argillosi; in corrispondenza degli strati incoerenti, per la valutazione del grado di addensamento, sono state inoltre eseguite prove penetrometriche dinamiche tipo Standard Penetration Test (S.P.T); tali prove consistono nell'infiggere nel terreno sotto i colpi di un maglio con peso di 63.5 kg e volata di 76.2 cm, un campionatore tipo Raymond o, in terreni grossolani, a punta chiusa, per tre tratti consecutivi, ciascuno di 15 cm, rilevando il numero di colpi (N) necessario per l'infissione in ciascun tratto; il valore N_{SPT} è dato dalla somma dei colpi ottenuti per il secondo e terzo tratto.

La stratigrafia, ricavata dal sondaggio a disposizione, è la seguente:

- Da piano campagna sino a -1.5 m circa, sono presenti alternanze tra sabbia fine limosa e limo sabbioso molto consistente (Pen = 410÷420 kPa, Tor = 65÷>100 kPa).

- Successivamente e sino alla massima profondità indagata (-20 m), è presente un banco di ghiaia media e fine da moderatamente addensata a molto addensata ($N_{SPT} = 17 \div \text{rifiuto}$).

Nelle trincee eseguite, al di sotto di uno strato di riporto costituito da sabbia limosa e limo sabbioso dello spessore massimo di 0.9 m, sono presenti ghiaie sino a fondo scavo (-2.5 m circa). Le prove di carico su piastra, eseguite in corrispondenza delle trincee TR 1 e 2, hanno fornito valori del modulo di deformazione M_d pari a $25 \div 40$ MPa e $188 \div 333$ MPa, rispettivamente per il primo e secondo ciclo di carico ($0.05 \div 0.15$ MPa).

Durante lo scavo delle trincee la falda è risultata assente.

Caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione

Considerata la natura geolitologica e le caratteristiche geotecniche di addensamento della formazione ghiaiosa indagata, in accordo con le indagini geognostiche eseguite, vengono di seguito forniti valori stimati dei parametri geotecnici dei terreni in esame.

- Peso di volume (γ)

Con terreni di fondazione costituiti in prevalenza da ghiaia e ghiaia sabbiosa, si farà riferimento ad un peso di volume γ pari a 20 kN/m^3 .

- Angolo di attrito (ϕ)

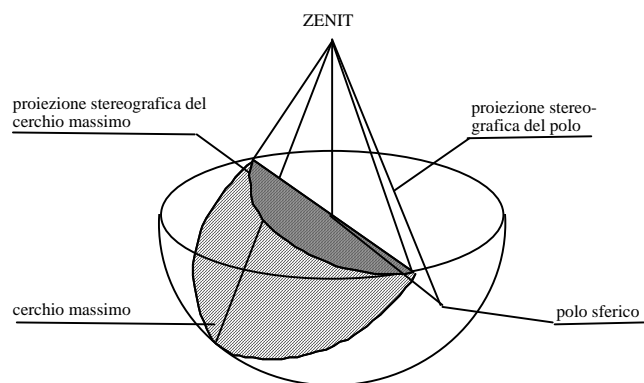
Per la scelta dell'angolo di resistenza al taglio si è fatto riferimento alla densità relativa D_R (Schmertmann, 1977), valutata sulla base dei valori dei N_{SPT} misurati in foro di sondaggio, nonché della pressione effettiva verticale (Gibbs e Holtz, 1957); nel caso in esame si assegna un valore di ϕ pari a $35^\circ \div 37^\circ$.

- Modulo di deformazione elastica (E)

Con riferimento alla formula di D'Appolonia (1970), ai sedimenti ghiaiosi presenti entro i primi 5 m dal piano campagna si assegna al modulo elastico E valori di $30 \div 40$ MPa; tale valore aumenta progressivamente con la profondità fino a raggiungere valori di $E \geq 60$ MPa per profondità superiori ai 10 m.

- Coefficiente di Winkler (K_w)

Per quanto riguarda il coefficiente di reazione del terreno alla Winkler, essendo in presenza di ghiaia e ghiaia sabbiosa addensata, si assume un valore di $K_w = 10 \div 15 \text{ MN/m}^3$ ($1.0 \div 1.5 \text{ kg/cm}^3$) per la strato più superficiale (terreno al di sotto delle fondazioni dell'edificio impianti), mentre più in profondità (al di sotto del cunicolo) si considera $K_w = 20 \div 25 \text{ MN/m}^3$ ($2.0 \div 2.5 \text{ kg/cm}^3$).



Sullo stato delle discontinuità che interessano la massa rocciosa si osserva che solo i piani di strato hanno estensione molto alta ($>20 \text{ m}$); mentre per i piani di fratturazione si riscontrano bassi valori di continuità ($0.1 \div 1 \text{ m}$); i giunti sono in generale scabri (angolo di attrito di base $35^\circ \div 40^\circ$), da *parzialmente serrati* ($0,25 \div 0,5 \text{ mm}$) fino ad *apertura moderata* ($1 \div 2 \text{ cm}$) ma raramente hanno riempimenti argillosi che riducono la resistenza allo scorrimento.

Per fini geotecnici la massa rocciosa in affioramento viene classificata in base ai parametri caratteristici valutati in base alla classificazione proposta da *Bieniawski* (1979).

Si valutano la resistenza monoassiale della roccia, l'RQD (Rock Quality Designation), le discontinuità (giacitura, spaziatura e stato), l'influenza dell'acqua, quindi si associano a questi parametri coefficienti numerici la cui somma esprime un indice di qualità variabile da 0 a 100 denominato RMR (Rock Mass Rating) che permette di collocare la litofacies nell'ambito di un insieme suddiviso in cinque classi.

CLASSIFICAZIONE DELLE LITOFACIES IN BASE AI VALORI DI RMR

<i>ROCCIA</i>	<i>RMR</i>	<i>CLASSE</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
	100 ÷ 81	I	OTTIMA
	80 ÷ 61	II	BUONA
	60 ÷ 41	III	MEDIOCRE
	40 ÷ 21	IV	SCADENTE
	21 ÷ 00	V	PESSIMA

LITOFACIES A: rappresentata da roccia calcarea sana ma con un certo grado di scomposizione per stratificazione e fratturazione tettonica.

<i>INDICE RMR</i>		
<i>PARAMETRI</i>	<i>VALORI</i>	<i>Coefficiente</i>
<i>Resistenza a rottura in MPa</i>	50 ÷ 100	7
<i>RQD in %</i>	75 ÷ 90	17
<i>Spaziatura delle discontinuità in cm</i>	20 ÷ 60	10
<i>Stato delle discontinuità</i>	sup. scabre e apertura < 5 mm	20
<i>Giacitura delle discontinuità</i>	indifferente	-5
<i>Acqua nella roccia</i>	asciutta	15
<i>RMR (somma dei coefficienti)</i>	buona	64

Questa litofacies rientra nella Classe II, con RMR = 64 (compreso tra 80 e 61), per cui si indicano i seguenti parametri geotecnici:

<i>Peso di volume</i>	γ	27 kN/m ³
<i>Angolo di attrito interno medio</i>	ϕ	45°
<i>Coesione minima</i>	c	400 kPa

In particolare la scarpata rocciosa di Duino Nord di interesse progettuale è profilata nei “*Calcari di Borgo Grotta Gigante*” in strati con potenze variabili da 0,20 m a 0,6 m, con direzione di circa 295°÷310° e immersione S-SW a franappoggio e pendenze variabili da 45° a 55° sull’orizzontale.

La stabilità delle scarpate esistenti è in genere buona, visto che la profilatura segue abbastanza fedelmente le inclinazioni dei piani di strato (circa 50°); si notano solo distacchi di prismi lapidei di dimensioni medio-piccole di lieve entità e alcuni limitati lembi rocciosi, soprattutto al coronamento, in equilibrio precario, situazione facilmente risolvibile da interventi di pulizia.



Particolare della scarpata con modesti crolli lapidei

5. LINEAMENTI DI TETTONICA E SISMICITÀ

Per quanto concerne la pianura attraversata dall'autostrada assume importanza l'attività neotettonica che si è sviluppata nel periodo *plio-quadernario*.

L'area veneto-friulana è interessata da sistemi di dislocazione tuttora "attivi" prevalentemente trascorrenti con direzione NW-SE. In particolare tra il Fiume Tagliamento e il Carso si manifesta l'attività delle faglie inverse dinariche, con accavallamento verso SW, accompagnato però da trascorrenza destrorsa.

In conseguenza di questa attività nella pianura friulana orientale si individua una vasta area caratterizzata da prevalente sollevamento e da sedimentazione continentale.

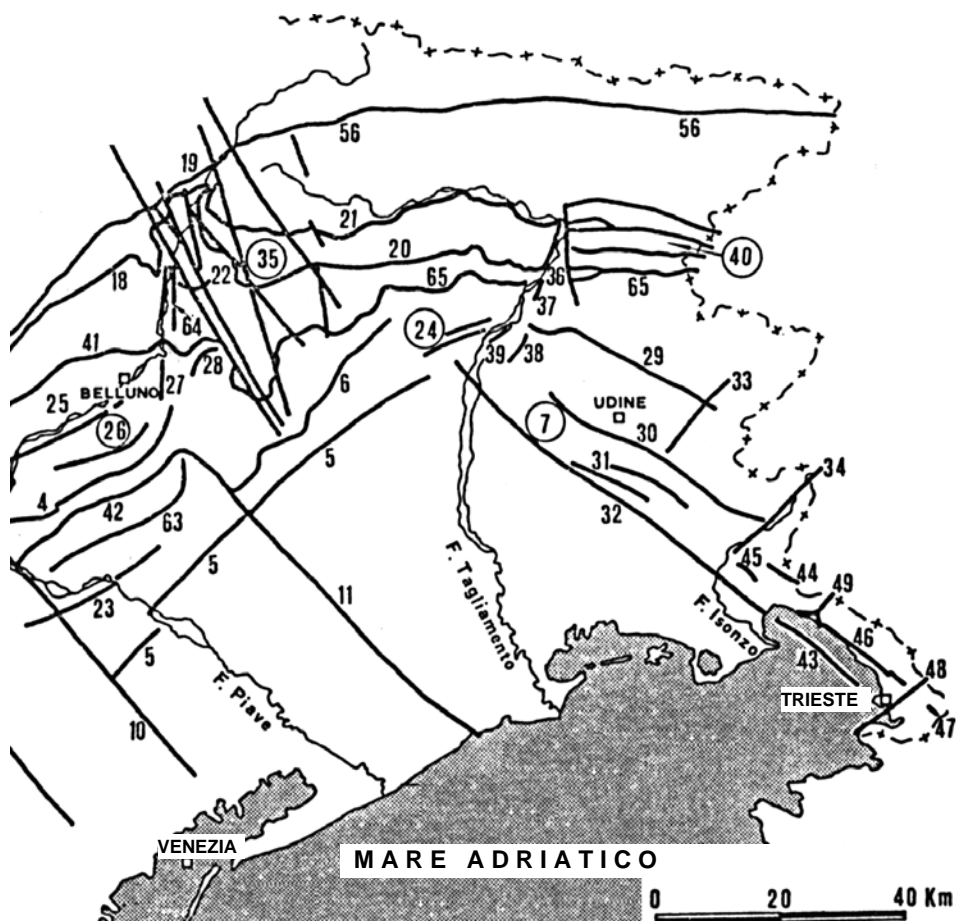
Anche nel Carso, definito da una struttura anticlinalica fagliata sui fianchi, sono prevalenti le strutture dinariche sia plicative che disgiuntive, ma assumono un ruolo importante anche le faglie NE-SW. Sotto il profilo geostrutturale si rileva che il Carso costituisce la terminazione Nord-occidentale di un'ampia anticlinale che si spinge verso SE oltre Trieste (Martinis -1962) e che l'elemento tettonico dominante è rappresentato dalla *faglia di Colle Nero*.

Questa delimita verso NE la depressione del lago di Doberdò, considerata un *alto strutturale*, ha un andamento approssimativamente dinarico, piano immergente a NE e un rigetto di circa 500 m, ridotto a NW da un fascio di faglie ravvicinate a orientamento EW disposte *en echelon* rispetto ad essa.

Nella figura riportata (tratta dall' "*Evoluzione neotettonica dell'Italia nord-orientale*", a cura di A. Zanferrari et Alii, Padova 1982) sono evidenziate le principali linee tettoniche che intersecano il territorio considerato.

Per quanto concerne la zonazione sismotettonica, il territorio esaminato rientra nell' "area veneto-friulana-istriana" caratterizzata da sismicità di basso livello in quanto tali aree sono moderatamente interessate dal punto di vista della tettonica da discontinuità strutturali che si sviluppano in corrispondenza del substrato litoide profondo.

Nella pianura friulano-veneta interessata dall'autostrada sono prevedibili terremoti d'intensità massima compresa tra il VI e l'VIII grado della scala M.C.S. e accelerazioni al suolo di $0.04 \div 0.06$ g.

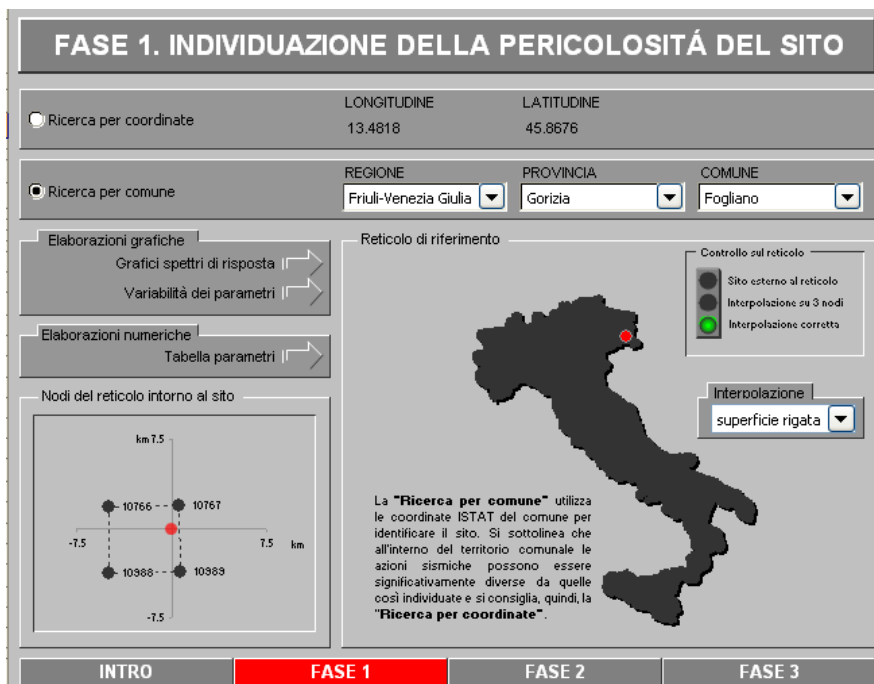


Principali linee tettoniche

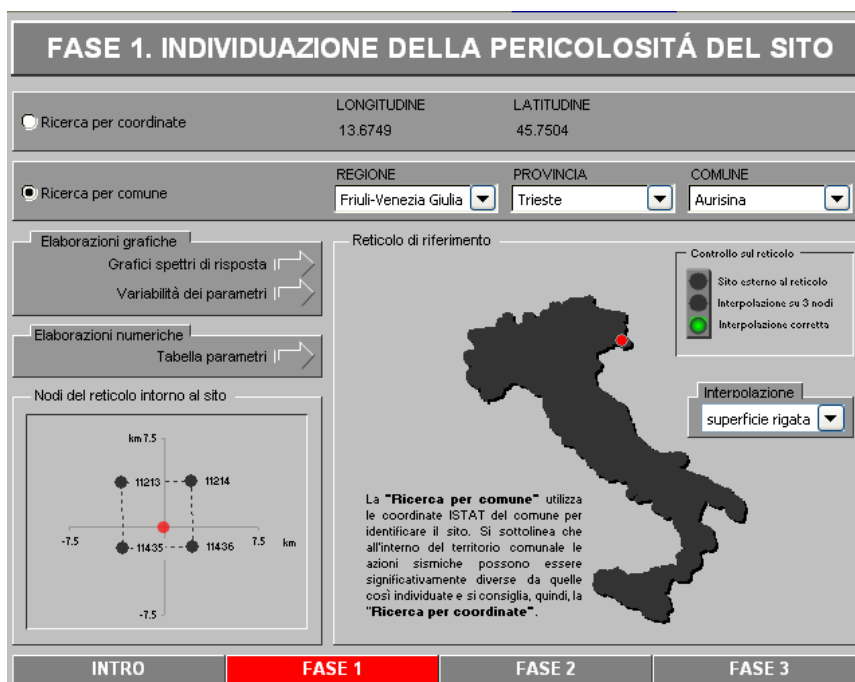
- 11 - Faglia di Caorle
- 32 - Faglia di Palmanova
- 34 - faglie NE-SW tra Cividale e Gorizia
- 43 - Linea di Contovello
- 45 - Linea di Monfalcone
- 48 - Faglia di M. Spaccato
- 49 - Faglia del Golfo di Sistiana

5.1 Classificazione sismica (NTC 2008)

Per la classificazione sismica delle aree oggetto di intervento, si è utilizzato il foglio di calcolo allegato alle Norme Tecniche per le Costruzioni (vedi figure seguenti).



Svincolo di Redipuglia - Schermata foglio di calcolo allegato alle NTC



Aree di Servizio di Duino - Schermata foglio di calcolo allegato alle NTC

Nella tabella seguente vengono riportate, per differenti tempi di ritorno (T_r), le grandezze necessarie alla definizione dell'analisi sismica di progetto:

Svincolo di Redipuglia

T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c* [s]
30	0.044	2.487	0.234
50	0.058	2.473	0.258
72	0.069	2.472	0.273
101	0.080	2.491	0.283
140	0.093	2.473	0.293
201	0.110	2.438	0.306
475	0.156	2.473	0.330
975	0.205	2.516	0.342
2475	0.289	2.541	0.359

Aree di servizio di Duino

T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c* [s]
30	0.038	2.499	0.220
50	0.050	2.522	0.245
72	0.060	2.521	0.263
101	0.070	2.527	0.274
140	0.082	2.505	0.283
201	0.098	2.435	0.294
475	0.136	2.477	0.323
975	0.175	2.526	0.336
2475	0.237	2.574	0.352

essendo:

- a_g, l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (espressa in g/10);
- F_o, il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c*, il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione orizzontale (espresso in s).

Sulla base delle indagini a disposizione, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto i terreni di fondazione si possono considerare come appartenenti alle seguenti categorie:

Svincolo di Redipuglia

Categoria B – Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori ai 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 gran grossa e coesione non drenata $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine).

Per quanto riguarda lo svincolo di Redipuglia, non viene ipotizzata la possibilità di amplificazione degli effetti sismici per fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione, essendo in presenza di terreni costituiti in prevalenza da ghiaie con grado di addensamento medio-alto ($N_{SPT} = 17$ ÷rifiuto) e con falda che si trova a profondità superiori ai 5 m circa rispetto il piano campagna.

6. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Di seguito vengono analizzate le principali problematiche di ordine geotecnico legate agli interventi di progetto.

6.1 Svincolo di Redipuglia

Il progetto prevede l'adeguamento delle piste di accelerazione dello svincolo di Redipuglia con l'allargamento del rilevato autostradale esistente, sino ad una larghezza di 4 m circa, e lo spostamento della rampa monodirezionale di svincolo che da Venezia porta al casello; questa nuova rampa larga 9 m corre in rilevato con scarpate di pendenza 2 su 3 (altezza su larghezza) e raggiunge un'altezza massima di 7 m circa.

Per la realizzazione del rilevato in accosto a quello autostradale esistente e di quello della nuova pista di decelerazione è previsto uno scotico di 40 cm circa di terreno vegetale, la posa di un geotessile e la stesa del terreno granulare da rilevato.

Di seguito vengono riportate le verifiche di stabilità globale allo scivolamento del nuovo rilevato e il calcolo dei cedimenti che esso induce nei terreni di fondazione.

Verifiche di stabilità

Le verifiche di stabilità globale allo scivolamento del nuovo rilevato di svincolo che da Venezia porta al casello, sono state svolte con il metodo dell'equilibrio limite (metodo di Bishop, 1955), considerando superfici di scivolamento circolari di raggio r , con il materiale coinvolto nella rottura suddiviso in conci di larghezza b (vedi schema riportato di seguito), per ognuno dei quali viene espresso il coefficiente di sicurezza F come rapporto fra i momenti stabilizzanti M_s e i momenti ribaltanti M_r calcolati rispetto al centro del cerchio:

$$F = \frac{M_s}{M_r}$$

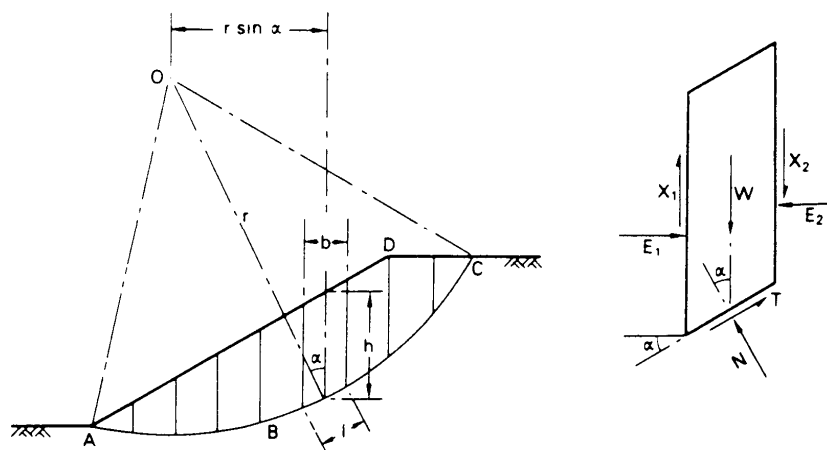
Il contributo al momento stabilizzante M_s di un concio è fornito in generale dalla resistenza al taglio alla base, somma della componente del peso

W ortogonale alla base moltiplicata per la tangente dell'angolo di resistenza al taglio ϕ e della eventuale coesione c, moltiplicata per la lunghezza $b/\cos\alpha$, dove α è l'inclinazione della base del concio rispetto all'orizzontale. Nell'ipotesi che il concio sia parzialmente immerso in acqua e che alla base la pressione idraulica valga u si ottiene:

$$M_s = \frac{c \times b + (W - u \times b) \times \text{tg} \phi}{m\alpha} \times r$$

dove:

$$m\alpha = \cos \alpha \times \left(1 + \frac{\text{tg} \alpha \times \text{tg} \phi}{F} \right)$$



Il contributo al momento ribaltante M_r di un concio è fornito dalla componente del peso W parallela alla base del concio:

$$M_r = W \times \sin \alpha \times r$$

Per quanto riguarda la stratigrafia di calcolo, al terreno di fondazione è stato attribuito un angolo di resistenza al taglio caratteristico, in termini di tensioni efficaci, ϕ'_k pari a 37° ed un peso di volume caratteristico γ_k di 20 kN/m^3 ; per i terreni costituenti il rilevato si è assunto $\phi'_k = 33^\circ$, $c'_k = 8 \text{ kPa}$ e $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$.

In sommità del rilevato (di altezza di 7 m, larghezza in sommità di 9 m e con scarpate 2 su 3) è stato inserito un sovraccarico accidentale di 20 kPa e la falda è stata ipotizzata ad una profondità di 5 m dal piano campagna.

Con riferimento al paragrafo 6.8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni, la verifica allo stato limite ultimo (SLU) è stata condotta secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2 (con i coefficienti parziali indicati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I).

L'analisi, svolta con il programma di calcolo *SLIDE* della RocScience, ha fornito il seguente risultato (vedi tabulati riportati in allegato):

$$F_S = R_d / E_d = 1.27 \geq \gamma_R = 1.1$$

La verifica risulta quindi soddisfatta.

Sono state inoltre eseguite le verifiche considerando anche le azioni sismiche secondo quanto prescritto dalla normativa vigente (punto 7.11 delle NTC); tale effetto è stato valutato mediante un'analisi di tipo pseudo-statico che consiste nell'applicare forze orizzontali e verticali alle masse dei materiali e dell'acqua al loro interno.

Le forze orizzontali sono state considerate agenti in direzione parallela al piano di posa del rilevato, con intensità pari a:

$$F_H = k_H \times W = \left(\beta_s \times S_s \times S_T \times \frac{a_g}{g} \right) \times W$$

dove:

- a_g rappresenta il valore di accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- β_s il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, funzione della categoria di suolo e di a_g (vedi tabella 7.11.I delle NTC);
- S_s il coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica, funzione, oltre della categoria di sottosuolo, del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale (F_o) e di a_g ;
- S_T il coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione topografica;
- g e W sono rispettivamente l'accelerazione di gravità e il peso unitario di volume del materiale.

Le forze verticali sono state considerate pari a:

$$F_V = \pm 0.5 \times F_H$$

Nel caso in esame, considerando per l'opera una vita nominale $v_n = 50$ anni ed un coefficiente d'uso $c_u = 2$ e con il terreno di fondazione appartenente alla categoria di tipo B, dal foglio di calcolo del Ministero si ricava per lo stato limite di salvaguardia della vita (SVL): $a_g = 0.203 \times g$, $F_o = 2.514$, $\beta_S = 0.28$ e $S_S = 1.196$; ponendo $S_T = 1.0$, si ottiene $k_h \approx 0.068$.

Secondo la Normativa vigente, la condizione di stato limite in condizione sismica viene svolta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori definiti nel capitolo 6.

Dall'analisi si ricava (vedi tabulati riportati in allegato):

$$F_S = R_d / E_d = 1.15 \geq \gamma_R = 1.1$$

La verifica risulta anche in questo caso soddisfatta.

Cedimenti dei terreni di fondazione

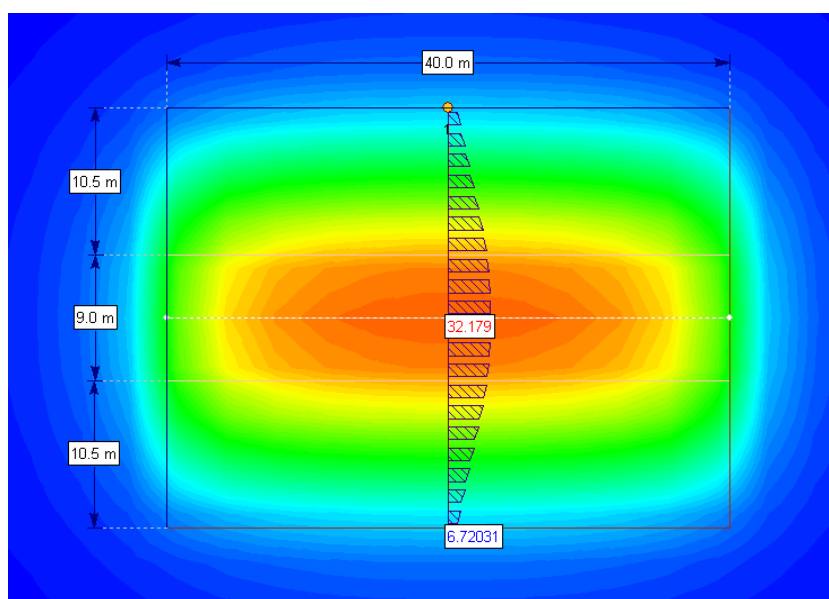
Di seguito vengono valutati i cedimenti indotti nei terreni di fondazione dal nuovo rilevato di svincolo che da Venezia porta al casello. Essendo in presenza di terreni di natura incoerente (ghiaie e ghiaie sabbiose), si tratta di cedimenti immediati dovuti alla loro componente elastica, per il cui calcolo si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$\Delta H = H \times \Delta \sigma' / M$$

nella quale ΔH indica il cedimento del singolo strato di spessore H , caratterizzato da un modulo edometrico in condizioni drenate M , e $\Delta \sigma'$ rappresenta l'incremento della tensione efficace in corrispondenza dello strato, indotto dal peso del nuovo rilevato, calcolato con la teoria di Boussinesq.

Le caratteristiche di compressibilità dei diversi strati sono state determinate sulla base dei risultati delle prove SPT a disposizione: con la formula di D'Appolonia si ricava un modulo elastico E compreso tra 30÷60 MPa; considerando per sabbie e ghiaie un coefficiente di Poisson ν di 0.30, si ottiene un modulo edometrico M pari a 40÷80 MPa.

L'analisi, svolta con il programma di calcolo *SETTLE3D* della RocScience, è stata fatta considerando un rilevato lungo 40 m con un'altezza costante pari a 7 m (γ rilevato di 19 kN/m^3); con un'impronta di carico di tipo flessibile, si ottengono cedimenti del piano di fondazione compresi tra 32 mm, al centro, e 7 mm, ai bordi, come si vede dalla figura seguente (i tabulati di calcolo sono riportati in allegato).



Cedimenti piano di fondazione rilevato (in mm)

Si tratta di cedimenti compatibili con l'opera in progetto e che, visto la natura del terreno, si esauriranno durante la costruzione del rilevato.

6.2 Nuovo casello di Redipuglia

Nell'ambito dell'allargamento del casello di Redipuglia è prevista la realizzazione di un nuovo fabbricato impianti e di un cunicolo in c.a. pedonale (struttura in c.a. con sezione interna di $3 \text{ m} \times 3 \text{ m}$ circa e fondato su platea impostata a $4,4 \text{ m}$ circa di profondità) per collegare tale fabbricato con l'edificio uffici esistente.

Il nuovo edificio, di forma pressoché rettangolare ($16 \text{ m} \times 7 \text{ m}$ circa), è ad un piano fuori terra, tranne nella parte dove si innesta il cunicolo; sarà realizzato con una struttura portante in c.a. e fondato direttamente con cordoli e platee.

Per costruire tali manufatti sono necessari scavi da spingere sino ad una profondità di 4.5 m circa rispetto alla quota del piazzale esistente (+13.43 circa). Essendo in presenza di ghiaia addensata non in falda, tali scavi verranno realizzati a sezione aperta con scarpate di pendenza non superiore ai 45°. Solo lungo i lati a ridosso dell'edificio esistente e dei tratti di piazzale che dovranno essere mantenuti in esercizio durante l'esecuzione dei lavori, lo scavo sarà sostenuto in fase provvisoria da una paratia di micropali.

Di seguito vengono riportate la verifica del carico limite dell'insieme fondazione-terreno per il nuovo edificio impianti e della paratia a sostegno degli scavi.

Capacità portante dei terreni di fondazione

Il nuovo edificio impianti è fondato direttamente su cordoli in c.a. larghi 0.8 m ed alti 0.45 m, impostati ad una profondità di al 0.6 m circa dal piano campagna, e su platee in c.a. che poggiano a profondità di 0.6 m e 4.4 m circa.

Per quanto concerne la capacità portante del terreno per le fondazioni dirette a cordolo, si sono seguite le indicazioni fornite dal testo unico Norme Tecniche per le Costruzioni (paragrafo 6.4.2). Con riferimento alle verifiche di sicurezza relative allo stato limite ultimo (SLU), nella verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e R_d il valore di progetto della resistenza del terreno.

La resistenza R_d può essere determinata in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici di resistenza, divisi per i coefficienti parziale γ_M specificati nella tabella 6.2.II del punto 6.2.3.1.2 (casi M1 e M2), e considerando il coefficiente parziale γ_R , che opera direttamente sulla resistenza del sistema (vedi tabella 6.4.I del punto 6.4.2.1). Le azioni e i relativi coefficienti parziali γ_F sono invece specificati nella tabella 6.2.I del punto 6.2.3.1.1 (casi A1 e A2). Nella verifica dovrà essere seguito almeno uno dei due seguenti approcci:

Approccio 1:

- combinazione 1:(A1 + M1 + R1)
- combinazione 2:(A2 + M2 + R2)

Approccio 2:

$$(A1 + M1 + R3)$$

Dal momento che i terreni di fondazione sono di natura incoerente (ghiaia e ghiaia sabbiosa), per il calcolo della pressione limite di progetto della fondazione q_d si ragiona in termini di tensioni effettive (valori caratteristici: $\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi'_k = 35^\circ$, $c'_k = 0$), utilizzando la seguente relazione:

$$q_d = [1/2 \times \gamma \times B \times N_\gamma + q \times N_q] / \gamma_R$$

dove:

- B dimensione minore della fondazione;
- γ peso di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;
- q peso del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;
- N_γ , e N_q fattori di capacità portante, funzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno, calcolati secondo le espressioni di Vesic;
- γ_R coefficiente parziale riduttivo.

Quindi la pressione limite superficiale, calcolata considerando l'approccio 2 (parametri del terreno di progetto uguali a quelli caratteristici e coefficiente $\gamma_R = 2.3$), risulta:

$$q_d = [1/2 \times 20 \text{ kN/m}^3 \times 0.8 \text{ m} \times 48 + (0.6 \text{ m} \times 20 \text{ kN/m}^3) \times 33.3] / 2.3 \approx 340 \text{ kPa}$$

Tale pressione è maggiore di quella massima trasmessa dalle strutture, valutata considerando i coefficienti parziali del gruppo A1, che risulta pari a circa 110 kPa (vedi relazione di calcolo delle strutture), quindi la verifica del carico limite del terreno è soddisfatta.

Essendo il terreno di fondazione, come detto, costituito da ghiaia e ghiaia sabbiosa con un elevato grado di addensamento, quindi poco compressibile, e vista l'entità dei carichi trasmessi in fondazione dalla struttura, non si prevedono

cedimenti assoluti e differenziali tali da compromettere i requisiti prestazionali dell'edificio.

Paratia a sostegno degli scavi

La paratia (berlinese) a sostegno degli scavi lungo i lati a ridosso dell'edificio esistente e dei tratti di piazzale paralleli al senso di marcia dei veicoli sarà costituita da n.3 micropali $\phi 220$ mm al metro, lunghi 8 m; i pali, armati con un tubolare in acciaio $\phi 127$ mm di spessore 10 mm, saranno collegati in sommità con una trave in c.a. (sez. 70×80 cm lato piazzale e 50×60 cm lato edificio) e vincolati per mezzo di micropali inclinati o di barre in acciaio (vedi tavola "Berlinese di micropali: pianta, prospetti e particolari", allegata al progetto).

Per il dimensionamento della paratia si sono seguite le indicazioni fornite dal testo unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" (paragrafo 6.5); nel caso analizzato le verifiche relative allo stato limite ultimo (SLU) vengono svolte considerando le seguenti combinazioni:

- combinazione 1: (A1+M1+R1)
- combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F per le azioni), 6.2.II (γ_M per le resistenze) e 6.5.I (γ_R).

Deve essere inoltre svolta la verifica degli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante nelle condizioni di esercizio (SLE), per verificarne la compatibilità con la funzionalità e la sicurezza dell'opera stessa e dei manufatti adiacenti.

Lo stato di tensione e di deformazione nella paratia e le reazioni dei vincoli, sono stati analizzati utilizzando il modello di calcolo F.E.M. elastoplastico (codice *PARATIE*), nel quale la paratia viene rappresentata con elementi tipo "beam", il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza EJ, con E modulo elastico e J momento d'inerzia, ed il terreno viene rappresentato da elementi monodimensionali (molle di rigidezza K_h) situati ai nodi degli elementi "beam".

Nella valutazione della spinta attiva si è trascurato cautelativamente l'attrito (δ) tra paratia e terreno, con coefficiente di spinta attiva K_a valutato con

la teoria di Rankine, mentre per la spinta passiva si è utilizzata la formula di Caquot-Kerisel ipotizzando δ pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio ϕ .

Il modello prevede le seguenti fasi di calcolo:

- situazione indisturbata, nella quale si determina lo stato tensionale iniziale del terreno;
- pre-scavo di 1 m;
- messa in opera del vincolo ad una quota di 0.5 m dalla sommità della paratia;
- completamento dello scavo sino alla profondità di progetto (-4.5 m).

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, si sono assunti un angolo di resistenza al taglio ϕ'_k di 37° , un peso di volume γ_k di 20 kN/m^3 ed una rigidezza pari a $10\div 15 \text{ MN/m}^3$; la falda, trovandosi ad una quota inferiore rispetto al fondo scavo, è stata trascurata nell'analisi. Le verifiche sono state condotte sia per la paratia lato piazzale, in cui si è tenuto conto della presenza di un sovraccarico accidentale di 20 kPa , che per quella lato edificio esistente in cui, oltre ad un sovraccarico accidentale di 10 kPa , è stato considerato quello permanente dovuto alla fondazione dell'edificio stesso.

Per la determinazione della spinta in presenza di sisma si è adoperato, in accordo con quanto previsto dalla Normativa vigente, un metodo pseudostatico basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno a monte della paratia, calcolato secondo la teoria di Coulomb, con l'aggiunta delle forze di inerzia (Mononobe, 1929; Okabe, 1926). Secondo tale metodo la spinta totale (statica più dinamica) E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno è data dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{1}{2} \times \gamma^* \times (1 \pm k_v) \times K \times H^2$$

dove:

- γ^* , il peso di volume del terreno inteso come γ_d o γ' , sopra o sotto falda;
- H , l'altezza della paratia;

- K, il coefficiente di spinta (statico + dinamico) definito secondo la formula di Mononobe e Okabe (calcolato trascurando cautelativamente l'angolo di attrito terreno-paratia);
- k_v , il coefficiente sismico verticale, pari a metà di quello orizzontale (k_h).

A sua volta il coefficiente sismico orizzontale k_h si definisce come:

$$k_h = \alpha \times \beta \times \frac{S_s \times S_T \times a_g}{g}$$

dove:

- α e β sono dei coefficienti che tengono conto rispettivamente della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e della capacità dell'opera stessa di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza (assunti entrambi pari ad 1);
- S_s ed S_T dei coefficienti che considerano l'effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica (rispettivamente pari a 1.2 e 1.0);
- a_g l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido; nel caso in esame, considerando per il manufatto una vita nominale $v_n = 10$ anni ed un coefficiente d'uso $c_u = 1$ (si tratta di un'opera provvisoria), dal foglio di calcolo del Ministero si ricava che per lo stato limite di salvaguardia della vita (SVL) a_g vale $0.135 \times g$, con g pari all'accelerazione di gravità.

Nel programma di calcolo, per tenere conto dell'azione del sisma, si è inserita una spinta a monte calcolata come differenza tra la spinta totale (statica + dinamica) e quella statica, distribuita sull'intera altezza della paratia (q_{sism}).

Per quanto riguarda le verifiche agli stati limite ultimi in condizione sismica (paragrafo 7.11 delle NTC), queste devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel capitolo 6;. inoltre nella verifica in condizione sismica sono stati trascurati i carichi variabili.

Di seguito vengono riportati i valori massimi delle sollecitazioni di

momento flettente (M) e taglio (T) e delle reazioni vincolari (R) e degli spostamenti orizzontali (δ), per i diversi casi analizzati (i tabulati sono riportati in allegato).

Paratia lato piazzale (n.3 pali/m)

Combinazione	M _{max} [kNm/m]	T _{max} [kN/m]	R _{max} [kN/m]	δ_{max} [mm]
SLE ($\phi'_d = 37^\circ$)	34.1	36.2	34.1	9
M1 + Sisma ($\phi'_d = 37^\circ - q_{sism} = 10.5 \text{ kPa}$)	53.6	51.2	53.6	13
A1+M1+R1 ($\phi'_d = 37^\circ$)	45.3	48.1	46.0	12
A2+M2+R1 ($\phi'_d = 31.1^\circ$)	51.6	48.1	51	14
M2 + Sisma ($\phi'_d = 31.1^\circ - q_{sism} = 12.2 \text{ kPa}$)	76.9	62.9	68.5	21

Paratia lato edificio (n.3 pali/m)

Combinazione	M _{max} [kNm/m]	T _{max} [kN/m]	R _{max} [kN/m]	δ_{max} [mm]
SLE ($\phi'_d = 37^\circ$)	33.9	36.0	32.7	8
M1 + Sisma ($\phi'_d = 37^\circ - q_{sism} = 10.5 \text{ kPa}$)	56.2	53.3	55.1	14
A1+M1+R1 ($\phi'_d = 37^\circ$)	44.7	47.3	43.5	11
A2+M2+R1 ($\phi'_d = 31.1^\circ$)	50.8	47.2	48.1	14
M2 + Sisma ($\phi'_d = 31.1^\circ - q_{sism} = 12.2 \text{ kPa}$)	81.6	66.0	70.6	23

Come si vede, si hanno spostamenti della paratia in condizioni di esercizio (SLE) che sono del tutto compatibili con la funzionalità e la sicurezza della struttura e dei manufatti adiacenti.

Anche la verifica di tipo strutturale (STR) allo stato limite ultimo della paratia deve essere condotta considerando le combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R1). Essendo l'armatura del micropalo costituita da un tubolare $\phi 127$ mm di spessore 10 mm (modulo di resistenza elastico $W_{el} = 99.8 \text{ cm}^3$) in acciaio tipo S355 (tensione di snervamento $f_y = 355 \text{ MPa}$), il massimo momento resistente elastico risulta:

$$M_{res,el} = f_{yd} \times W_{el} = 33.74 kNm$$

dove f_{yd} rappresenta la tensione di calcolo per l'acciaio tipo S335 ($f_{yd} = f_y / 1.05 = 338$ MPa). Dai risultati del modello di calcolo si ottiene:

- $45.3 \text{ kNm/m} \times 0.33 \text{ m} \approx 15 \text{ kNm} < M_{res,el}$ (A1+M1+R1)
- $51.3 \text{ kNm/m} \times 0.33 \text{ m} \approx 17 \text{ kNm} < M_{res,el}$ (A2+M2+R1)

La paratia risulta quindi verificata dal punto di vista strutturale.

Per quanto concerne la verifica in condizioni sismiche, risulta:

- $56.2 \text{ kNm/m} \times 0.33 \text{ m} \approx 19 \text{ kNm} < M_{res,el}$ (M1+Sisma)
- $81.6 \text{ kNm/m} \times 0.33 \text{ m} \approx 27 \text{ kNm} < M_{res,el}$ (M2+Sisma)

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta.

Come detto, la paratia lato piazzale sarà collegata in sommità con una trave in c.a. (di sezione 70×80 cm) e vincolata per mezzo di una serie di micropali inclinati ($\alpha = 45^\circ$) di diametro $\phi 220$ mm e lunghezza pari a 10 m; tali pali, con funzione di tirante passivo, saranno disposti ad interasse di 2.5 m e verranno armati con un tubolare in acciaio $\phi 127$ mm di spessore 10 mm.

La verifica geotecnica dei tiranti allo stato limite ultimo, con riferimento alle NTC (paragrafo 6.6), è stata svolta considerando la combinazione (A1 + M1 + R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I (γ_F per le azioni), 6.2.II (γ_M per le resistenze) e 6.6.I (γ_R).

La resistenza a trazione di progetto del micropalo (R_{ad}) viene calcolata come:

$$R_{ad} = R_{ak} / \gamma_{Ra,t}$$

essendo:

- R_{ak} il valore caratteristico della resistenza laterale del palo;
- $\gamma_{Ra,t}$ il fattore di sicurezza parziale indicato dalle NTC (vedi tabella 6.6.I); per i tiranti provvisori tale coefficiente vale 1.1.

Il valore caratteristico della resistenza laterale R_{ak} viene determinato dalla resistenza di calcolo "minima" $R_{a,c}$, ovvero relativa alla situazione più onerosa tra quelle desunte sulla base delle indagini geotecniche:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

in cui i coefficienti ξ si ricavano dalla tabella 6.6.III in funzione del numero di verticali di indagine a disposizione; con n.1 sondaggio ed utilizzando i valori minimi di resistenza del terreno ricavati dalle indagini geognostiche, ξ_4 vale 1.8.

Per la determinazione della resistenza di calcolo, in cui si è tenuto conto del contributo della resistenza laterale, si è fatto riferimento a quanto prescritto nelle “Raccomandazioni sui pali di fondazione” dell’Associazione Geotecnica Italiana (1984):

$$R_{a,c} = \sum A_l \times p'_v \times K \times \text{tg} \delta + \sum A_l \times \alpha \times c_u$$

dove:

- A_l indica l'area laterale nei vari strati di terreno;
- p'_{vi} la pressione verticale efficace media negli strati incoerenti;
- K il coefficiente di spinta orizzontale, per i micropali iniettati a bassa pressione assunto pari ad 1.0;
- $\text{tg} \delta$ l'attrito palo-terreno, con δ assunto per pali pari a ϕ ;
- $\alpha \times c_u$ la resistenza di attrito negli strati coesivi, con c_u coesione non drenata e α fattore di adesione palo-terreno, a sua volta funzione di c_u ; nel caso in esame, in presenza di terreni incoerenti di natura ghiaiosa, questo termine non è presente.

Considerando il terreno caratterizzato da un angolo di resistenza al taglio ϕ_k pari a 37° ed un peso di volume γ_k di 20 kN/m^3 , il carico limite a trazione di un micropalo $\phi 220$ lungo 10 m nella condizione A1+M1 risulta:

$$R_{ak} = \frac{\sum A_l \times p'_v \times K \times \text{tg} \delta}{\xi_4} = \frac{6.9 \text{ m}^2 \times 75 \text{ kPa} \times 1.0 \times 0.75}{1.8} \approx 217 \text{ kN}$$

e quindi:

$$R_{ad} = R_{ak} / 1.1 \approx 197 \text{ kN}$$

Tale resistenza di progetto va confrontata con le azioni di progetto (E_d); dalla verifica della paratia svolta precedentemente, nella condizione A1+M1+R1

(reazione massima del vincolo R_{max} pari a 46 kN/m), con un interasse i di 2.5 m ed un'inclinazione dei pali α di 45° , si ricava:

$$E_d = (R_{max} \times i) / \cos\alpha = (46 \text{ kN/m} \times 2.5 \text{ m}) / \cos 45^\circ \approx 162 \text{ kN} < R_{ad}$$

La verifica della capacità portante a trazione dei micropali allo stato limite ultimo (SLU) è quindi rispettata; si osserva che nell'analisi si è cautelativamente trascurato il peso del palo.

Per quanto riguarda l'analisi in condizioni sismiche (M1+Sisma, con reazione massima del vincolo R_{max} pari a 53.6 kN/m), risulta:

$$E_d = (R_{max} \times i) / \cos\alpha = (53.6 \text{ kN/m} \times 2.5 \text{ m}) / \cos 45^\circ \approx 190 \text{ kN} < R_{ad}$$

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta.

Trieste, ottobre 2016

dott.geol. Carlo Alberto LONGO
Iscritto all'Ordine dei Geologi - Elenco Speciale -
della Regione Friuli Venezia Giulia al n.362



Dott. Ing. Alessio Cisotto

Alessio Cisotto

