

ALTO TREVIGIANO SERVIZI S.r.l.

MONTEBELLUNA



ALTO TREVIGIANO SERVIZI

REGIONE DEL VENETO



COMUNE DI SERNAGLIA
DELLA BATTAGLIA

COMUNE DI NERVESA
DELLA BATTAGLIA



PROGETTO DEFINITIVO

COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE

Relazione

RE05

Relazione di Calcolo delle Strutture

PROGETTAZIONE:

INGEGNERIA 2P
& associati



Ingegneria 2P & associati s.r.l.

Via Dall'Armi 27/3 - 30027 San Donà di Piave (VE)
Tel. 0421-307700 Email: info@ingegneria2p.it

Dott. Ing. Raffaele Picci

Dott. Ing. Nicola Bisetto

Aspetti idraulici:

Aspetti ambientali:

Aspetti strutturali:

Dott. Ing. Marco Venturini

Dott. Ing. Caterina Masotto

Dott. Ing. Giovanni Carretta

COLLABORAZIONE:



ALTO TREVIGIANO SERVIZI

Alto Trevigiano Servizi s.r.l.

Via Schiavonesca Priula 86 - 31044 Montebelluna (TV)
Tel. 0423-2928 Email: azienda@ats-pec.it

Il Direttore Generale :
Ufficio Nuove Opere

Dott. Ing. Roberto Durigon

Data:

Marzo 2019

Aggiornato:

Aprile 2019

Codice Piano d'Ambito

260254001

Codice Commessa:

IA1611000



COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE

PROGETTO DEFINITIVO

Relazione di Calcolo delle Strutture

INDICE

1. PREMESSE	2
2. LOCALIZZAZIONE GEOGRAFICA DELL'INTERVENTO	3
3. NORME TECNICHE	5
4. MATERIALI	6
5. STABILITÀ DEGLI SCAVI IN FASE DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA.....	7
5.1. Parametri geotecnici	7
6. BLOCCO DI SOTTOATTRAVERSAMENTO	10
7. BLOCCO DI ANCORAGGIO DEVIAZIONE ALTIMETRICA IN SINISTRA IDROGRAFICA .	13
8. VERIFICA SISMICA.....	15
9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	15
9.1. Spettri di risposta elastici	15
9.2. Parametri sismici	18
9.3. Coefficienti sismici kh e kv.....	18
10. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE.....	19
10.1. Caratterizzazione geologica e litostratigrafica	19
10.2. Caratterizzazione fisico-meccanica	20
10.3. Valori caratteristici dei parametri geotecnici	20
11. METODOLOGIA DI CALCOLO E VERIFICA.....	21
11.1. Ipotesi.....	21
11.2. Metodo di calcolo delle azioni sollecitanti	22
11.3. Metodo di verifica	22
12. VERIFICA SISMICA.....	23

1. Premesse

Il presente Progetto Definitivo è finalizzato al complemento della nuova condotta adduttrice "Falzè – Nervesa" realizzata da Alto TREVIGIANO Servizi (ex Consorzio Schievenin Alto TREVIGIANO) nel 2003.

L'intervento si inserisce all'interno della Pianificazione infrastrutturale del Piano D'Ambito A.T.O. "Veneto Orientale".

Allo stato attuale è presente una condotta di adduzione DN 600 mm in acciaio, che discende a partire da via Fossaloi lungo via Passo Barche in località Falzè di Piave e arrestandosi in prossimità dell'alveo del fiume Piave. Dalla parte opposta, lungo la sponda destra del fiume Piave, la linea segue il piede del Montello fino al campo pozzi Le Campagnole.

La parte mancante della condotta, per un'estesa di circa 300,0 ml, interessa l'attraversamento del Fiume Piave ed è di tutta evidenza la delicatezza e peculiarità dell'intervento in relazione ad aspetti costruttivi, di sicurezza ed affidabilità.

Nel mese di Febbraio 2017 è stato redatto il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica dove si sono studiate le opere per il completamento del collegamento costruendo un quadro di Alternative e individuando quella che rappresenta il miglior rapporto tra costi e benefici per la collettività.

Con Deliberazione del Comitato Istituzionale del Consiglio di Bacino Veneto Orientale n.ro 7 del 29.03.2017 – prot. n. 275 è stato approvato il Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica.

Si riporta di seguito le verifiche di stabilità dei fronti di scavo, le verifiche strutturali dei blocchi di ancoraggio e la verifica sismica.

2. Localizzazione geografica dell'intervento

Dal punto di vista geografico l'intervento si localizza in corrispondenza della stretta del fiume Piave presso il passo barche in località Falzè di Piave al confine tra il comune di Sernaglia della Battaglia e Nervesa della Battaglia.

Si riporta nelle figure seguenti un estratto del sito di intervento su base carta tecnica regionale e ortofoto.

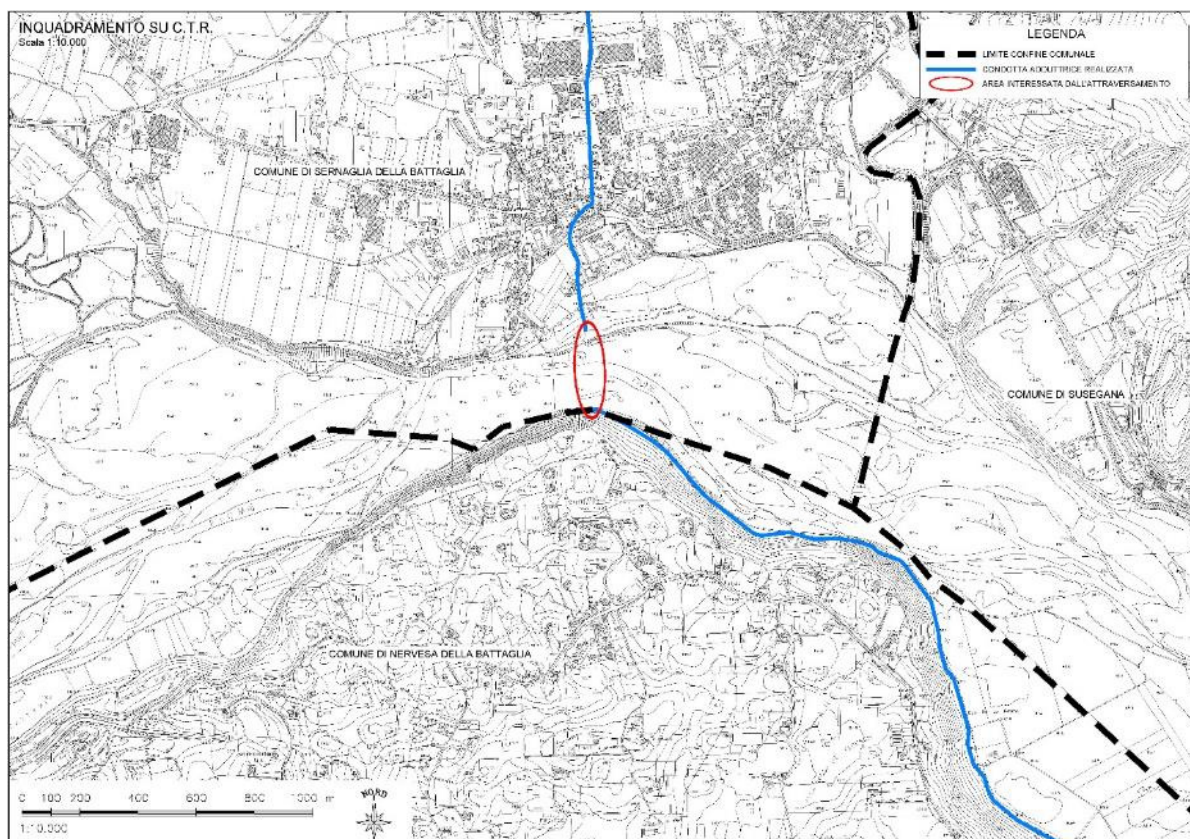


Figura 1 : Inquadramento dell'area interessata dall'intervento su carta tecnica regionale.

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**

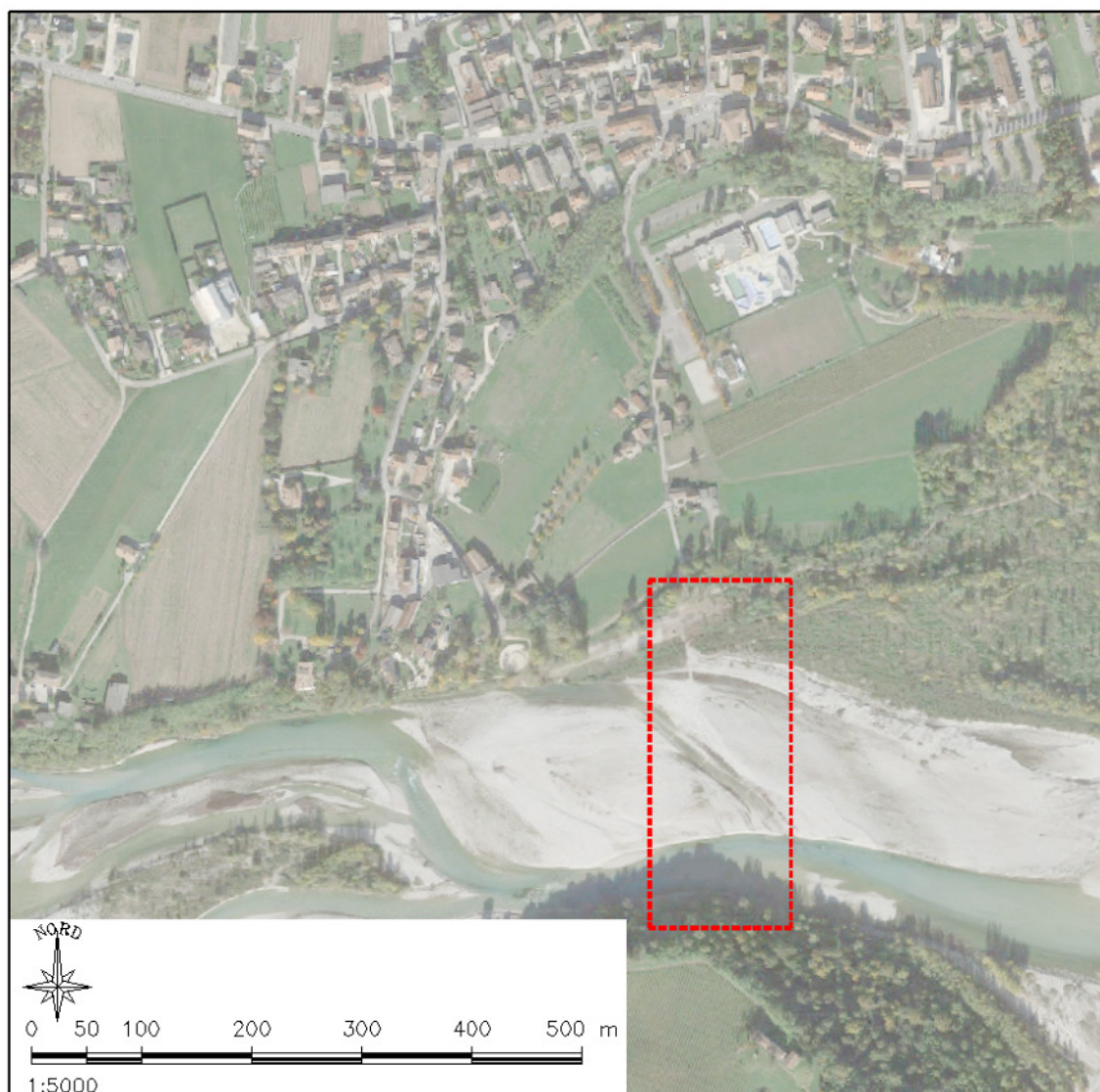


Figura 2 : Inquadramento dell'area interessata dall'intervento su ortofoto.

3. Norme tecniche

Si riporta nel seguito l'elenco dei riferimenti normativi adottati per la progettazione strutturale:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- D.M. 17.01.2018 – Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>
- Circolare 21 gennaio 2019, n° 7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>> di cui al DM 17.01.2018

Per quanto non diversamente specificato dalla presente norma, verranno considerate le indicazioni fornite dai seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali elaborati dal CEN nella loro forma internazionale EN
- Norme UNI EN armonizzate
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI
- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.)

4. Materiali

I materiali previsti per la realizzazione del progetto sono indicati nel seguito:

Calcestruzzi getti di completamento in opera

Classe di esposizione XC2

Classe di resistenza C25/30

Massimo rapporto a/c 0.60

Minimo contenuto di cemento 300 kg/m³

Acciaio d'armatura

B450C (caratteristiche meccaniche minime come da DM 17.01.2018)

5. Stabilità degli scavi in fase di realizzazione dell'opera

5.1. Parametri geotecnici

La relazione redatta dal Geol. Alessio Fileccia ha rivelato la presenza di due differenti tipologie geotecniche, una più superficiale costituita da materiale sostanzialmente incoerente e una più profonda di conglomerato che in destra idrografica tende a emergere in prossimità delle pendici del Montello.

Per le due tipologie geotecniche i parametri esplicitati nel documento sopra citato sono rispettivamente:

materiale sciolto incoerente

peso specifico: 2.00 – 2.20 t/m³

angolo d'attrito interno: 25° - 35°

coesione: assente

materiale cementato:

peso specifico: 2.20 t/m³

angolo d'attrito interno: 28° - 32°

coesione: assente

Relativamente alla consistenza di questo secondo tipo di materiale, si precisa che la scarsa omogeneità che potrà riscontrarsi in loco, renderà possibile la presenza di blocchi isolati in equilibrio instabile. Tali caratteristiche dovranno essere valutate attentamente soprattutto durante le fasi di scavo/demolizione ed esulano dalle valutazioni di equilibrio dei versanti sviluppate nel seguito, trattandosi di situazioni puntuali di distacco di blocchi che dovranno essere esaminate caso per caso in funzione della locale omogeneità dell'ammasso cementato.

Per quanto concerne il livello di falda, esso risulterà stabilmente al di sopra del fondo scavo, pertanto con particolare riferimento al tratto di condotta più approfondita di sottoattraversamento dell'alveo in oggetto verrà previsto un sistema di pompe posizionate a monte rispetto all'intervento. Sulla base delle indagini geologiche ed idrogeologiche riportate in dettaglio nell'allegata Relazione Geologica ed Idrogeologica si evince quanto segue:

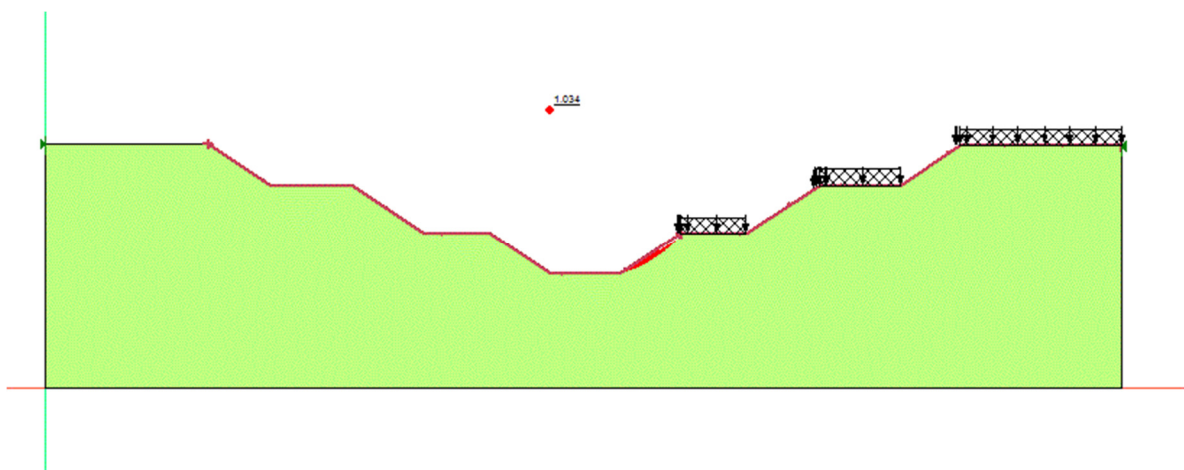
- La profondità del materasso ghiaioso risulta variabile da 15 m a oltre 30 m;
- Velocità della falda di subalveo elevata ed intorno ad 11 m/giorno;
- Portata unitaria stimata tra 4 e 8 l/s per metro lineare di scavo al fondo di una trincea di 5 m di profondità;
- Le perforazioni mostrano un deposito di ghiaia con ciottoli in matrice sabbiosa grossolana abbondante, con intercalazioni decimetriche più limose;

- Materiale visivamente eterogeneo e poco uniforme.

Al fine di definire la conducibilità idraulica media sono state svolte due prove in sito da cui è emersa una velocità reale media di 11 m/giorno e una conducibilità idraulica media di 0.002 m/s (pari a 172 m/giorno).

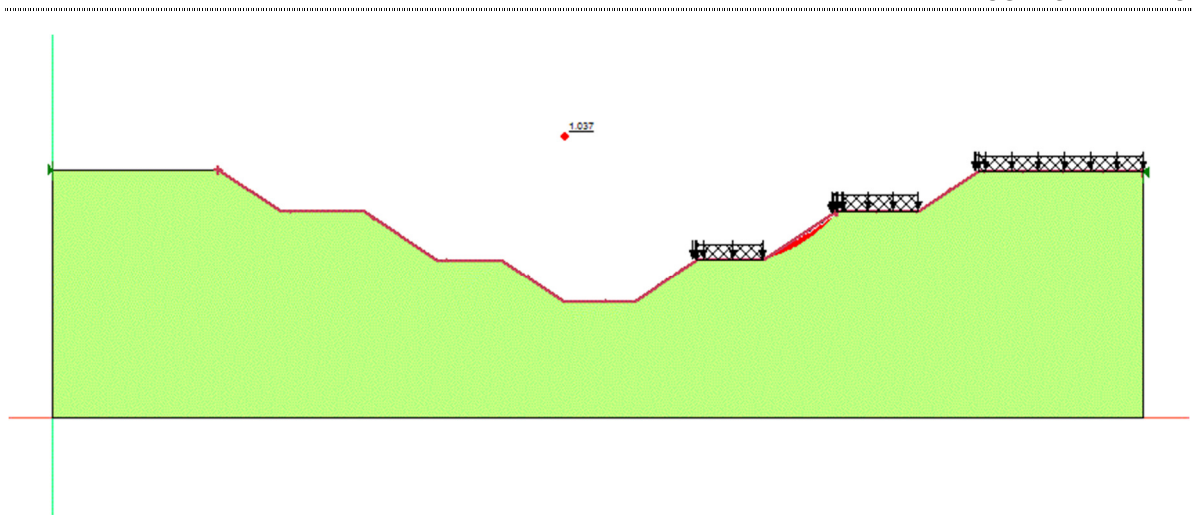
Nel seguito si riportano i risultati dell'analisi di stabilità con riferimento ad una sezione di scavo tipologica. La verifica dei fronti di scavo è stata condotta mediante il software GeoStudio 2019 della GEOSLOPE International Ltd. con le seguenti note:

- dato l'aspetto assolutamente transitorio del problema in studio, trattandosi di una fase di cantiere, verrà trascurato l'effetto sismico;
- per il terreno è stato considerato un angolo di attrito pari a 35° e coesione nulla; tale valore risulta appartenente alla fascia alta rispetto alle indicazioni fornite nella relazione geologica; tuttavia considerando la qualità del materiale riscontrato si ritiene plausibile tale assunzione;
- il valore dell'angolo d'attrito pari a 35° è stato considerato già corretto dal coefficiente γ_M dei materiali di cui alla tabella 6.2.II del DM 17.01.2018
- i valori dei coefficienti di sicurezza di stabilità globale del rilevato si dimostrano sempre superiori all'unità, ma inferiori a quanto prescritto da normativa ($\gamma_M > 1.10$ secondo tabella 6.8.I del DM 17.01.2018); tuttavia trattandosi di un'opera provvisoria in questa fase di progettazione definitiva vengono accettati
- in fase di progettazione esecutiva verranno tarate in modo più preciso le pendenze degli scavi e definiti gli angoli d'attrito del terreno, considerando il materiale più profondo con caratteristiche geotecniche migliori e quello superficiale con caratteristiche più scadenti

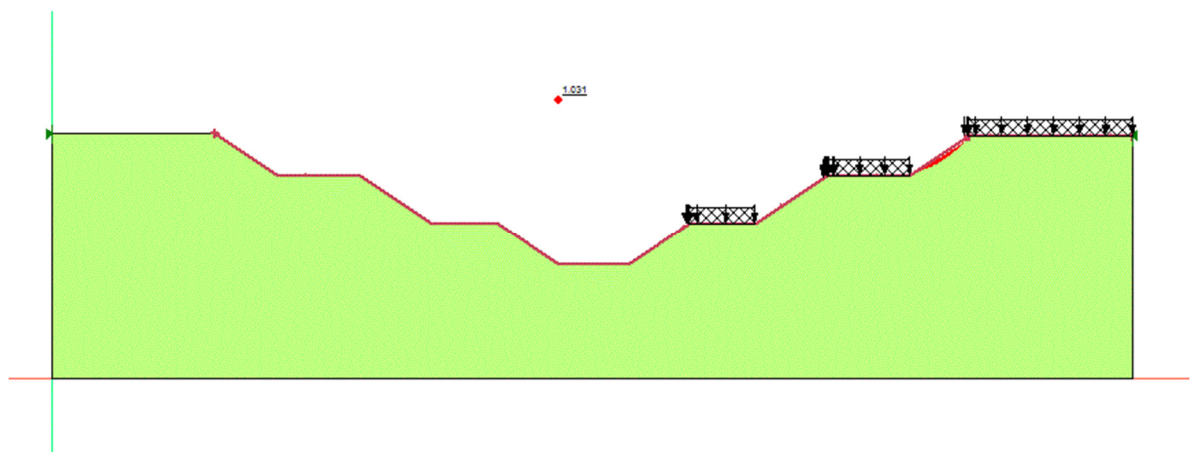


Superficie di scivolamento e coefficiente di instabilità sul pendio inferiore

**COSTRUZIONE DELLA CONDOTTA ADDUTTRICE FALZE'-NERVESA
ATTRAVERSAMENTO FIUME PIAVE
PROGETTO DEFINITIVO**



Superficie di scivolamento e coefficiente di instabilità sul pendio di mezzo



Superficie di scivolamento e coefficiente di instabilità sul pendio superiore

A conclusione dell'analisi si evince che l'instabilità globale interessa i versanti mediante curve di scivolamento assolutamente superficiali; tale modalità di collasso si evidenzia in genere quando la pendenza dello scavo è prossima al valore dell'angolo di natural declivio del terreno.

6. Blocco di sottoattraversamento

Il presente paragrafo analizza dal punto di vista della soluzione generale il blocco in calcestruzzo realizzato a protezione delle condotte di sottoattraversamento all'alveo fluviale. Le condotte in questione sono tubazioni in acciaio, una del diametro dell'800 e tre del diametro del 300.

La soluzione adottata è di un blocco filante in calcestruzzo per l'intera lunghezza dell'attraversamento di dimensioni trasversali pari a 3.20x2.00 m. Tale elemento in parte viene gettato dopo aver eseguito uno scavo a sezione aperta ed in parte, laddove verosimilmente sarà presente il conglomerato, all'interno di una sezione obbligata.

In questa seconda ipotesi le fasi di costruzione saranno le seguenti:

- scavo a sezione aperta fino alla quota del conglomerato
- scavo a sezione obbligata fino alla quota di posa del blocco in calcestruzzo
- posizionamento di lastre prefabbricate (eventualmente tralicciate) per il sostegno dello scavo a sezione obbligata e relativi puntelli di contrasto
- realizzazione del magrone
- realizzazione di una prima fase di getto di spessore 50 cm circa (fino al sottotubo)
- eliminazione della prima fila inferiore di puntelli a getto maturato
- realizzazione di una seconda fase di getto fino al sottotubo più alto (quello corrispondente al tubo $\phi 300$ più alto)
- eliminazione della seconda fila di puntelli
- completamento del getto

con alcune note a margine:

- relativamente alla fase di scavo su conglomerato, si precisa che la scarsa omogeneità che potrà riscontrarsi in loco, renderà possibile la presenza di blocchi isolati in equilibrio instabile. Tali caratteristiche dovranno essere valutate attentamente soprattutto durante le fasi di scavo/demolizione ed esulano dalle valutazioni di equilibrio dei versanti sviluppate nel seguito, trattandosi di situazioni puntuali di distacco di blocchi che dovranno essere esaminate caso per caso in funzione della locale omogeneità dell'ammasso cementato
- ciascuna fase di getto dovrà essere fatta precedere dalla posa in opera delle armature di blindaggio del blocco.
- durante la fase di getto del calcestruzzo che include le tubazioni dovrà essere posta particolare attenzione agli effetti di galleggiamento del tubo; onde evitare tale fenomeno verranno posti dei nastri annegati nei getti sottostanti ormai giunti a maturazione che fasceranno superiormente le

tubazioni; tali dispositivi avranno anche la funzione di mantenere in posizione le tubazioni durante le fasi di getto successive. Relativamente all'aspetto del galleggiamento considerando nello specifico la tubazione di maggior diametro $\phi 800$ e valutando per essa uno spessore del tubo pari a 8 mm, il suo peso risulta pari a circa 150 kg/ml. Facendo riferimento alle Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici datata Settembre 2017 al par 5.2 di cui si riporta uno stralcio ne seguito

La massima pressione possibile che il calcestruzzo fresco esercita sulle casseforme, risulta in genere $p = w * h$, dove:

p = pressione laterale (kN/m^2)

w = peso per unità di volume (kN/m^3)

h = altezza del calcestruzzo, allo stato fresco o plastico, misurato dalla sommità del getto (m).

Ne consegue che la tubazione immersa nel calcestruzzo riceve una spinta idrostatica per metro lineare di lunghezza del tubo pari a

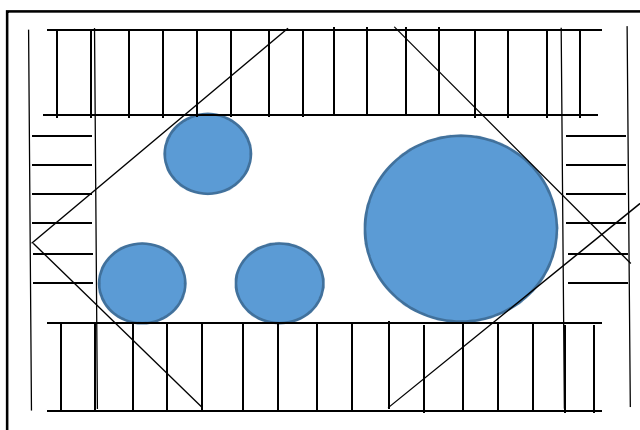
$$V = \pi * R^2 = 0.503 \text{ m}^3/\text{ml}$$

$$F = 0.503 * 2.40 = 1.206 \text{ t/ml}$$

Tale azione dovrà essere trasferita mediante fasciature annegate al getto in calcestruzzo gettato inferiormente e già giunto a maturazione.

Analoghe considerazioni valgono seppure in forma ridotta per le tubazioni di diametro minore.

Per quanto attiene le armature verranno previste armature perimetrali (ferri trasversali e staffe) di blindaggio a circuitare il blocco come schematicamente nel seguito rappresentate.



Schema di armature sezione trasversale

Si riporta nel seguito una verifica di massima dell'armatura verticale atta a sostenere l'azione sulla superficie laterale del blocco.

Con riferimento ad un angolo d'attrito di 40° , un livello di falda pari a 95.00 m, un peso del terreno immerso pari a 1.20 t/m^3 , la pressione esercitata sulla superficie laterale del blocco in calcestruzzo in sommità e alla base risulta pari a:

$$k_0 = 1 - \sin\phi = 0.357$$

$$p_{\text{sup}} = 1.30 \cdot (0.357 \cdot 1.20 \cdot 7.50 + 8.00 \cdot 1.00) = 14.58 \text{ t/m}^2$$

$$p_{\text{inf}} = 1.30 \cdot (0.357 \cdot 1.20 \cdot 9.50 + 10.00 \cdot 1.00) = 18.29 \text{ t/m}^2$$

$$p_{\text{med}} = (p_{\text{sup}} + p_{\text{inf}})/2 = 16.44 \text{ t/m}^2$$

e conseguentemente l'azione flettente misurata su una luce pari al diametro del tubo ($l = 0.80 \text{ m}$)

$$M = q \cdot l^2 / 8 = 1.32 \text{ tm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 1\phi 12/20$$

$$S.F. = 7.24$$

$$T = q \cdot l / 2 = 6.58 \text{ t}$$

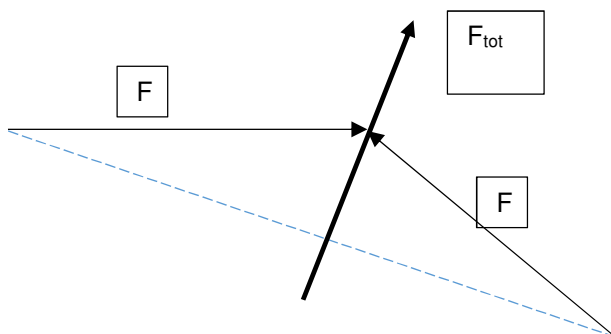
$$\tau = T / (0.9 \cdot B \cdot h) = 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

7. Blocco di ancoraggio deviazione altimetrica in sinistra idrografica

Il presente paragrafo analizza dal punto di vista della soluzione generale il blocco di ancoraggio previsto in sinistra idrografica in corrispondenza della deviazione altimetrica della condotta.

Il calcolo verrà sviluppato con riferimento ai seguenti parametri:

- angolo di deviazione planimetrica pari a 45°
- angolo di attrito del terreno pari a 35°
- peso specifico del calcestruzzo pari a 2.50 t/m^3
- pressione della condotta $\phi 800$ pari a 14 bar (140 t/m^2)
- coefficiente di fattorizzazione pari a 1.50 per considerare la fase di collaudo
- collaudo a cielo aperto, nessun contributo dato da un eventuale terreno posto al di sopra del blocco



La forza esercitata dal singolo ramo della tubazione risulta pari a

$$F = 1.50 \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot p) = 105.56 \text{ t}$$

e la forza complessiva sul blocco (con inclinazione pari a 22.50° rispetto alla verticale)

$$F_{\text{tot}} = 2 \cdot F \cdot \sin(22.5^\circ) = 80.79 \text{ t}$$

con una componente verticale ed una orizzontale pari a

$$F_{\text{tot},v} = F_{\text{tot}} \cdot \cos(22.5^\circ) = 74.64 \text{ t}$$

$$F_{\text{tot},o} = F_{\text{tot}} \cdot \sin(22.5^\circ) = 30.92 \text{ t}$$

.....
Nell'ipotesi di un blocco di ancoraggio da 50.00 m³ circa (3.20x3.50x4.50 m) si ottiene:

$$P = 50.00 \cdot 2.50 = 125.00 \text{ t}$$

verifica di sollevamento

$$S.F. = 125.00 / 74.64 = 1.67$$

verifica a scorrimento

$$S.F. = [(125.00 - 74.64) \cdot \text{tg}(35)] / 30.92 = 1.14$$

8. Verifica sismica

Il presente elaborato è finalizzato alla verifica sismica dell'opera prevista nell'ambito del progetto di complemento della nuova condotta adduttrice "Falzè – Nervesa" realizzata da Alto Trevigiano Servizi (ex Consorzio Schievenin Alto Trevigiano) nel 2003.

9. Caratterizzazione sismica

9.1. Spettri di risposta elastici

Secondo quanto previsto dalle NTC'08, si definiscono di seguito i parametri di pericolosità sismica del sito a partire dall'accelerazione sismica massima attesa. Viene utilizzato il foglio di calcolo "Spettri di risposta" ver.1.03 messo a disposizione dal C.S.LL.PP.

Gli stessi parametri ricalcolati nelle fasi successive in automatico dai programmi di calcolo FEM utilizzati potranno risultare leggermente diversi a causa delle approssimazioni utilizzate per determinare tali parametri per punti non appartenenti al reticolo di riferimento. Tali differenze risultano comunque minime e trascurabili.

Comune:	Sernaglia della Battaglia – loc. Falzè di Piave
Provincia:	Treviso
Zona Sismica:	2
Coordinate:	latitudine: 45,854877
	longitudine: 12,165481

Con i dati di cui sopra si ricavano i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento:

T_R [anni]	A_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0.058	2.485	0.236
50	0.079	2.461	0.251
72	0.096	2.441	0.261
101	0.115	2.411	0.274
140	0.134	2.402	0.282
201	0.159	2.389	0.293
475	0.231	2.409	0.322
975	0.314	2.413	0.342
2475	0.453	2.402	0.371

Per una vita nominale della costruzione V_N e un coefficiente d'uso C_u come di seguito impostati si ottengono i valori degli stessi parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun SL:

STRUTTURA	VITA NOMINALE V_N (Tab. 2.4.I § 2.4.1 NTC'08)	CLASSE D'USO (Tab. 2.4.II § 2.4.3 NTC'08)	COEFFICIENTE D'USO C_u (Tab. 2.4.II § 2.4.3 NTC'08)
Condotta	50 anni	II	1,0

STATO LIMITE	T_R [anni]	A_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0.058	2.485	0.236
SLD	50	0.079	2.461	0.251
SLV	475	0.231	2.409	0.322
SLC	975	0.313	2.413	0.342

A seguire si riporta la versione grafica degli spettri di risposta elastici per i diversi SL.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

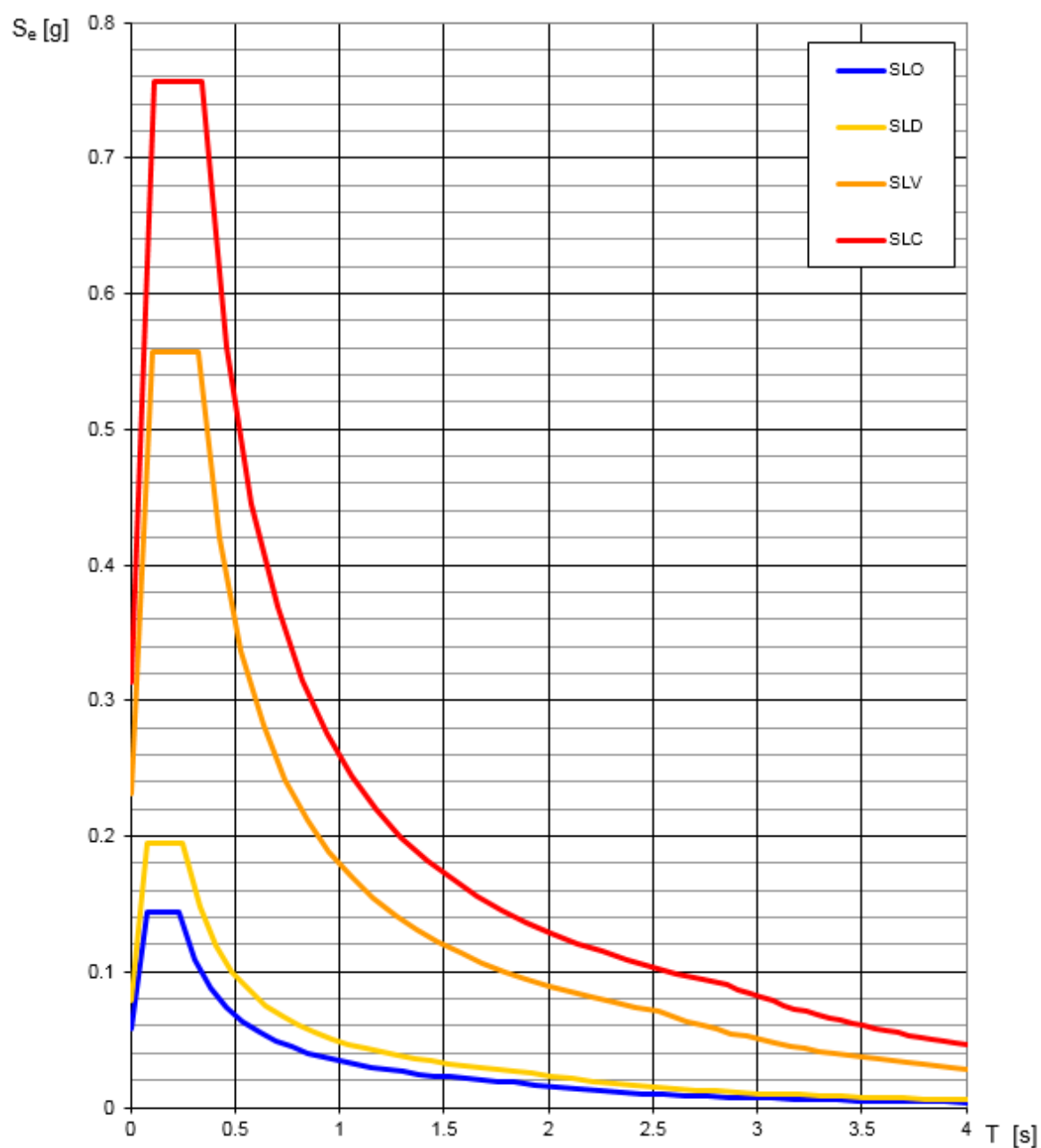


Figura 3 : Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento.

Valori di progetto dei parametri a_g , F_0 , T_C^* in funzione del periodo di ritc

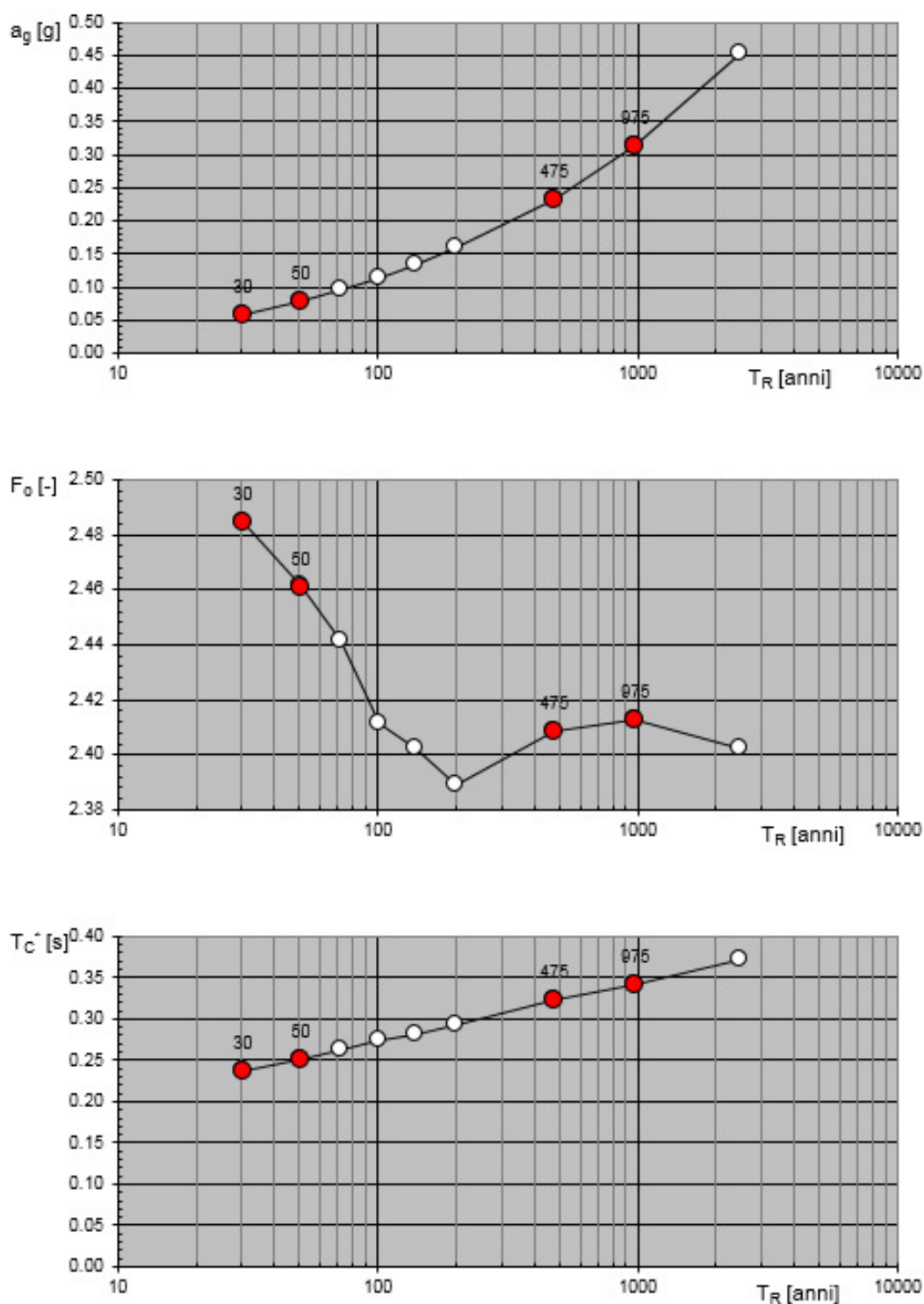


Figura 4: Variabilità dei parametri a_g , F_0 , T_C in funzione dei periodi di ritorno T_R di riferimento.

9.2. Parametri sismici

Di seguito gli ulteriori parametri sismici da definire a cura del progettista e i relativi parametri dipendenti.

PARAMETRO	VALORE		VALORE		RIFERIMENTO NORMATIVO
	SLV	SLD	SLV	SLD	
Categoria sottosuolo	A		B		[Tab. 3.2.II §3.2.2 NTC'08]
Coeff. di amplificazione stratigrafica S_s	1	1	1,18	1,20	[Tab. 3.2.V §3.2.3.2.1 NTC'08]
Coeff. della categoria di sottosuolo C_c	1	1	1,38	1,45	[Tab. 3.2.V §3.2.3.2.1 NTC'08]
Categoria topografica	T1		T1		[Tab. 3.2.IV §3.2.2 NTC'08]
Coeff. di amplificazione topografica S_T	1		1		[Tab. 3.2.VI §3.2.3.2.1 NTC'08]
$S=(S_s*S_T)$	1	1	1,18	1,20	[3.2.5 §3.2.3.2.1 NTC'08]
Coeff. di smorzamento viscoso ξ	5%		5%		
$\xi=[10/(5+\mu)]^{0,5} \geq 0,55$	1,000		1,000		[3.2.6 §3.2.3.2.1 NTC'08]
$T_B=T_c/3$	0.107 s	0.084 s	0.148 s	0.121 s	[3.2.7 §3.2.3.2.1 NTC'08]
$T_c= C_c T_c^*$	0.322 s	0.251 s	0.444 s	0.364 s	[3.2.8 §3.2.3.2.1 NTC'08]
$T_D=[4,0*(a_g/g)]+1,6$	2.525 s	1.917 s	2.525 s	1.917 s	[3.2.9 §3.2.3.2.1 NTC'08]

9.3. Coefficienti sismici k_h e k_v

$$k_h = \beta_m * a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

dove:

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $S*a_g = S_s*S_T*a_g$;

g = accelerazione di gravità;

$$S = S_s*S_T;$$

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso in questione si ha:

$\beta_m = 1$ (muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno).

I restanti parametri sono già stati individuati nei paragrafi precedenti anche in funzione dello stato limite in esame. Pertanto:

PARAMETRO	VALORE		VALORE	
	SLV	SLD	SLV	SLD
Categoria sottosuolo	A		B	
a_g	0.231 g	0.079 g	0.231 g	0.079 g
S	1	1	1,18	1,20
k_h	0.231	0.079	0.273	0.095
k_v	± 0.116	± 0.04	± 0.136	± 0.047

10. Considerazioni geotecniche

Si riporta una sintesi delle attività geologiche effettuate in campo e dei dati geotecnici assunti.

Si rimanda ai contenuti della relazione specialistica per maggiori approfondimenti.

Le indagini geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche si compongono dei seguenti studi:

1. Studio geologico e geotecnico per un progetto di condotta idrica tra Falzè (Sernaglia) e Campagnole (Nervesa) – Treviso, 6 Maggio 2000;
2. Integrazione allo Studio geologico e geotecnico per un progetto di condotta idrica tra Falzè (Sernaglia) e Campagnole (Nervesa) – Treviso, 22 Maggio 2001;
3. Studio geologico e geotecnico per un progetto di condotta idrica tra Falzè (Sernaglia) e Campagnole (Nervesa) - Variante al Tracciato del 2001 – Treviso, 15 Maggio 2006.

L'esame della bibliografia esistente e le indagini in sito, hanno permesso di effettuare le seguenti considerazioni:

1. presenza di depositi sciolti e grossolani nella parte interessata dall'alveo del Piave;
2. nel tratto di attraversamento fluviale, il substrato in conglomerato risulta, sulla base dei sondaggi elettrici e trincee esplorative, oltre i 15 m di profondità; fa eccezione una zona limitata e posta a circa 30 m a nord dell'argine destro, dove è subaffiorante a circa 1,5 m sotto l'alveo (tale valore è indicativo, considerati i continui fenomeni di erosione ed alluvionamento del fiume);
5. buone caratteristiche geotecniche generali dei terreni di fondazione, lungo il percorso ai piedi del Montello;
6. presenza di una falda freatica a permeabilità elevata (oltre 10-1 m/sec) e di grossa portata.

Il materiale affiorante è costituito da blocchi, ciottoli e ghiaie grossolane, ma a conferma della variabilità segnalata più a nord, il substrato roccioso affiora in alveo, 100 m ad ovest del tracciato e lungo lo stesso a circa 30 m dal versante del Montello.

Sia le trincee che i sondaggi elettrici eseguiti nel gennaio – marzo del 2000, hanno evidenziato la presenza di materiale grossolano e sciolto nei primi 10-15 m di profondità, ad esclusione di una zona a 30-40 m dall'argine destro del Piave, dove il conglomerato è affiorante per una breve estensione.

10.1. Caratterizzazione geologica e litostratigrafica

Il materiale affiorante è costituito da blocchi, ciottoli e ghiaie grossolane, ma a conferma della variabilità segnalata più a nord, il substrato roccioso affiora in alveo, 100 m ad ovest del tracciato e lungo lo stesso a circa 30 m dal versante del Montello.

Sia le trincee che i sondaggi elettrici eseguiti nel gennaio – marzo del 2000, hanno evidenziato la presenza di materiale grossolano e sciolto nei primi 10-15 m di profondità, ad esclusione di una zona a 30-40 m dall'argine destro del Piave, dove il conglomerato è affiorante per una breve estensione.

10.2. Caratterizzazione fisico-meccanica

Di seguito la caratterizzazione fisico meccanica di riferimento per il terreno, secondo i dati forniti dagli studi geologici nell'area dove sorgerà l'opera.

STRATIGRAFIA	
Depositi alluvionali di ghiaie e sabbie	$\Phi_t = 25^\circ - 35^\circ$ $\gamma_v = 2000 - 2200 \text{ daN/m}^3$ $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$
Conglomerato	$\Phi_t = 30^\circ - 32^\circ$ $\gamma_v = 2200 \text{ daN/m}^3$ $E = 200000 - 400000 \text{ daN/cm}^2$
FALDA	
Le prove in sito hanno rivelato la presenza di falda freatica a permeabilità elevata	

10.3. Valori caratteristici dei parametri geotecnici

Di seguito i valori caratteristici dei parametri meccanici assunti:

STRATIGRAFIA	
Depositi alluvionali di ghiaie e sabbie	$\Phi_t = 28^\circ$ $\gamma_v = 2100 \text{ daN/m}^3$ $c' = 0 \text{ daN/cm}^2$
Conglomerato	$\Phi_t = 30^\circ$ $\gamma_v = 2200 \text{ daN/m}^3$ $E = 300000 \text{ daN/cm}^2$
FALDA	
La falda è stata assunta a quota 91 m s.l.m.m.	

11. Metodologia di calcolo e verifica

11.1. Ipotesi

Il terreno può essere modellato o come suolo rigido o come mezzo non rigido. Nel caso di analisi statica si adotta una modellazione con molle Winkler, ossia secondo uno schema non rigido, in quanto nel lungo termine fanno tempo a maturare i cedimenti, mentre in ambito sismico la rapidità con cui si manifestano le azioni impedisce che i cedimenti previsti maturino completamente, pertanto si usa un modello rigido.

Inoltre su un modello di suolo alla Winkler si osserva come in ambito sismico la risposta modale tenda a regolarizzarsi (le molle stemperano gli spostamenti), andando di conseguenza a sottostimare gli effetti del sisma.

Pertanto in campo sismico, ad eccezione del caso in cui si vogliano studiare fenomeni di martellamento tra sovrastrutture fuori terra, si adotta l'ipotesi di suolo rigido.

L'effetto di propagazione delle onde sismiche nel terreno poi è la deformazione tagliente del terreno, che si ripercuote direttamente sulla struttura interrata. Nell'ipotesi di suolo infinitamente rigido le deformazioni taglienti trasmesse alla struttura sono nulle, mentre riducendo progressivamente il grado di rigidità del mezzo aumenta l'entità delle deformazioni sulla struttura, di conseguenza quanto più deformabile è il terreno tanto più la struttura si comporterà come se fosse libera di oscillare; in questo caso la condizione interrata si avvicina a quella in elevazione.

L'effetto sulla struttura dipende quindi dai rapporti di rigidezza tra struttura e terreno; ad esempio nel caso di un'opera interrata all'interno di uno strato roccioso l'azione del sisma, e quindi delle deformazioni taglienti del terreno, sono trascurabili.

A tal proposito va rilevato l'opera in esame è un blocco massiccio in cemento armato di dimensioni 3x2 mq. La struttura è quindi un'opera rigida interrata. Inoltre tale struttura è in parte immersa in uno strato di conglomerato roccioso affiorante sufficientemente compatto.

La rimanente parte si trova all'interno di un terreno grossolano caratterizzato da materiali misti incoerenti di varia pezzatura.

Eventuali problemi strutturali si possono avere nella sezione all'interfaccia tra i due elementi. La diversa matrice del terreno implica, infatti, differenti velocità di propagazione delle onde sismiche e differenti effetti di amplificazione nel terreno. Se, come evidenziato sopra, la parte in roccia ha deformazioni pressoché nulle, la parte in ghiaia, pur muovendosi solidalmente al terreno, si muove in modo diverso rispetto alla parte in roccia. L'effetto che si potrebbe avere sono delle rotazioni eccessive della struttura in corrispondenza del cambio di terreno.

La verifica che si conduce è pertanto una verifica in condizioni di esercizio (valutando gli effetti in termini di rotazioni) volta a dimostrare che:

- la parte in roccia è ferma;
- la rotazione nella sezione di cambio di terreno è compatibile con la rotazione ultima della sezione in calcestruzzo.

Per il materiale si ipotizza un calcestruzzo di classe C25/30.

11.2. Metodo di calcolo delle azioni sollecitanti

Per il calcolo delle spinte agenti sulla struttura si fa riferimento alla teoria di "Mononobe – Okabe" (cui fa riferimento la Normativa Italiana), valutando la spinta totale agente incrementata mediante i fattori k_h e k_v .

- Spinta delle terre: $S = \frac{1}{2} \gamma_v \cdot H^2 \cdot k_A (1 + k_v)$
- Spinta per sovraccarico: $S = q \cdot H \cdot (k_h + k_A + k_A \cdot k_v)$

Per la dinamizzazione delle spinte orizzontali dell'acqua la normativa indica di considerare la sovrappressione e la depressione attraverso la seguente formula, dove l'asse delle z è posta in verticale con origine alla quota del pelo libero:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{(h \cdot z)}.$$

Per quanto riguarda il contributo della spinta passiva, in accordo con la normativa e dato l'effetto transitorio e rapido della sollecitazione, si prevede di tenerne in considerazione solo un'aliquota pari al 30%.

11.3. Metodo di verifica

Per la verifica utilizzando il metodo degli spostamenti, e calcolando la distorsione vincolare nella sezione per effetto della sollecitazione di flessione indotta dal carico esterno applicato.

Si considera ciascun tratto di blocco come un elemento monodimensionale, dato il rapporto tra le tre dimensioni, incastrato agli estremi. Il carico applicato è pari alla spinta totale calcolata applicata come carico distribuito su tutta la lunghezza dell'elemento.

Il momento all'incastro è pari a $M = \frac{q \cdot l^2}{8}$.

Tale sollecitazione, applicata come distorsione vincolare, consente di calcolare la rotazione agli estremi per una trave iperstatica nell'ipotesi di vincolo d'estremità cedevole, che risulta pari a $\varphi = \frac{M \cdot l}{k E J'}$, dove k è un coefficiente che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità, assunto pari a 6 nel caso in esame.

Per il calcolo della rotazione limite della sezione in c.a. si considera una sezione 300x200 cm, non armata.

Il momento totale resistente è pari al momento critico a compressione per il calcestruzzo dato dal prodotto della risultante delle compressioni (nell'ipotesi di andamento delle tensioni non lineare triangolo-rettangolo) per 0,9d, con d altezza utile della sezione.

La rotazione limite è pari a $\varphi_u = \frac{M_{c,cr} \cdot l}{E_{cls} \cdot J}$.

La verifica risulta soddisfatta se $\varphi_{calc} \leq \varphi_u$.

12. Verifica sismica

Di seguito si riportano gli output dei fogli di calcolo.

		GHIAIA E SABBIA		ROCCIA COMPATTA	
CARATTERISTICHE GEOTECNICHE	Angolo attrito	28		30	
	Peso di volume	2100		2200	
	K _A	0.36		0.33	
	K _p	2.77		3.00	
	Percentuale azione passiva	0.30		0.30	
Categoria sottosuolo		B		A	
DATI SISMICI		SLV	SLD	SLV	SLD
	a _g	0.231	0.079	0.231	0.079
	F ₀	2.409	2.461	2.409	2.461
	T _c [*]	0.322	0.251	0.322	0.251
	C _c	1.38	1.45	1	1
	S _s	1.18	1.2	1	1
	S	1.18	1.2	1	1
	T _B	0.148	0.121	0.107	0.084
	T _C	0.444	0.364	0.322	0.251
	T _D	2.525	1.917	2.525	1.917
	k _h	0.27	0.09	0.23	0.08
	k _v	0.14	0.05	0.12	0.04
QUOTE TERRENO	H _{max} ricoprimento	7.7		4.25	
	H _{min} ricoprimento	3.5		3.5	
	H _{medio} ricoprimento	5.6		3.875	
	Altezza falda	4.5		4.5	
GEOMETRIA OPERA C.A.	Larghezza [cm]	300			
	Altezza [cm]	200			
	Lunghezza [m]	220		23.5	
	J [mm ⁴]	2E+12			
MATERIALE C25/30	R _{ck} [MPa]	30			
	f _{ck} [MPa]	24.9			
	f _{cd} [MPa]	14.11			
	E [MPa]	31447			
CALCOLO SPINTE		SLV	SLD	SLV	SLD
	Spinta terreno [daN/m]	7051	6499	6972	6497
	Spinta acqua [daN/m]	7453	2592	6316	2160
	Spinta sovraccarico [daN/m]	15609	10812	9886	6978
	Spinta passiva [daN/m]	-16228	-14959	-18824	-17542
	Spinta totale [kN/m]	181	49	57	-19