



Comune di Bussoleno

Città Metropolitana di Torino

Regione Piemonte



COLATA DETRITICA DEL 07/06/2018 SUL CONOIDE DEL RIO
BACCIAS/REFORNO E COMBA DELLE FOGLIE - *LAVORI DI SOMMA
URGENZA PER IL CONVOGLIAMENTO DELLE PORTATE LIQUIDE DEL
RIO AL RECAPITO FINALE*

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

OGGETTO

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

TIMBRI E FIRME



**STUDIO ROSSO
INGEGNERI ASSOCIATI**

VIA ROSOLINO PILO 11 - 10143 TORINO
TEL. +39 011 43 77 242 - FAX +39 011 48 31 038
info@sria.it
www.sria.it

dott. ing. Santo LA FERLITA
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino
Posizione n.10943X
Cod. Fisc. LFR SNT 81R08 H163L

dott. ing. Fabio AMBROGIO
Ordine degli Ingegneri di Torino
Posizione n.23B
Cod. Fisc. MBR FBA 78M03 B594K

CONTROLLO QUALITA'

DESCRIZIONE	EMISSIONE
DATA	GIU/2018
COD. LAVORO	336/SR
TIPOL. LAVORO	E
SETTORE	G
N. ATTIVITA'	02
TIPOL. ELAB.	RC
TIPOL. DOC.	E
ID ELABORATO	04
VERSIONE	0

REDATTO

ing. Luca MAGNI

CONTROLLATO

ing. Fabio AMBROGIO

APPROVATO

ing. Santo LA FERLITA

ELABORATO

2.4



INDICE

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	5
4. ANALISI SISMICA.....	6
4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI.....	6
4.2 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA.....	9
4.3 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA	10
4.4 CONSIDERAZIONI SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA	10
5. VERIFICA DEI RILEVATI DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE	11
5.1 CARATTERISTICHE DEL RILEVATO	11
5.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO	12
5.2.1 <i>Combinazioni delle Azioni</i>	12
5.2.1 <i>Metodi di analisi</i>	14
5.2.1 <i>Calcolo delle spinte</i>	15
5.2.1.1 Calcolo della spinta attiva	16
5.2.1.2 Spinta in presenza di acqua a tergo della struttura	16
5.2.2 <i>Verifica delle opere</i>	17
6. VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DELLE TUBAZIONI	19
6.1 GENERALITÀ.....	19
6.2 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLE TUBAZIONI FLESSIBILI.....	20
6.2.1 <i>Carico del terreno</i>	21
6.2.2 <i>Carico mobile</i>	23
6.2.3 <i>Carico di falda</i>	23
6.3 CALCOLO E VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE	24
6.4 CALCOLO E VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE	25
6.5 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)	25

ALLEGATI

- ALLEGATO 1 – Verifiche globali per i rilevati delle vasche di laminazione –



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO
Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il convogliamento
delle portate liquide del rio al recapito finale*

Progetto Definitivo – Esecutivo



1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo del progetto definitivo - esecutivo degli interventi in somma urgenza per il convogliamento delle portate liquide del rio al recapito finale conseguenti alla colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e Comba delle foglie.

L'elaborato è finalizzato alla verifica delle opere in progetto, con particolare riferimento ai rilevati costituenti gli argini dei bacini di laminazione previsti in progetto.

Le verifiche sono svolte ai sensi delle NTC 2018, considerando l'azione di impatto di una colata di detrito sulla struttura.



2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- LEGGE 05/11/1971 n° 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 11.03.1988: “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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. LL.PP. 14/02/1992 : “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 9 gennaio 1996 : “Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- CIRCOLARE MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 15 ottobre 1996, N. 252 : “Istruzioni per l'applicazione delle <<Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche>> di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”;
- DECRETO MINISTERIALE LL.PP. 16 GENNAIO 1996 : “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- CIRCOLARE LL.PP. 4 LUGLIO 1996, n. 156AA.GG./STC. : “Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996”;
- CNR-UNI 10011 / 88 “Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione” e s.m.i.;
- D.M. 24 marzo 1982: “N. T. per la progettazione e la costruzione delle dighe di sbarramento”;
- UNI EN 206-1:2006 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;
- UNI ENV 1992-1-1 EUROCODICE 2 : “Progettazione delle strutture cementizie”;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003 n°3274 e s.m.i. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- C.N.R. n° 10024/1986 : “Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo”.
- D.M. 14 gennaio 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni TESTO UNICO;

Le precedenti norme sono utilizzate solo dove le seguenti :

- **D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle «Norme tecniche per le Costruzioni»**

non forniscono adeguate ed esplicite indicazioni.



Inoltre, in attesa della circolare esplicativa relativa a quanto contenuto nel D.M. 17 gennaio 2018 (per semplicità da ora NTC'18), si conferma la validità di quanto contenuto nella precedente

- CIRCOLARE MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI 2 FEBBRAIO 2009, n.617: *“Istruzione per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”*.

concordemente a quanto previsto nella nota n. 3187 del *Consiglio superiore dei Lavori pubblici (Cslpp)*, pubblicata il 21 marzo 2018, che, nel suo passaggio chiave, afferma:

“Si rappresenta, infine, che le norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17.01.2018 saranno pienamente applicabili dal trentesimo giorno dalla pubblicazione in G.U.R.I., indipendentemente dalla emanazione della relativa Circolare riportante le relative istruzioni applicative. In merito a quanto riportato nel seguito del presente documento, nelle more dell’emanazione della nuova Circolare, in lavorazione presso questo Consesso, si potranno seguire le indicazioni riportate nella precedente Circolare, per quanto non in contrasto con quanto riportato nel nuovo DM 17.01.2018.”



3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Si riportano per completezza le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione delle opere in progetto, così come indicate all'interno della *Relazione geologico-geotecnica* di Elab. 03.

I terreni interessati dal percorso del nuovo e delle nuove vasche di laminazione sono in prevalenza grossolani, a granulometria variabile da sabbioso-ghiaiosociottolosa con blocchi a limoso-sabbioso-ghiaiosa.

Dal punto di vista geotecnico si tratta di terreni con proprietà geomeccaniche medio-buone.

Per essi, sulla base delle caratteristiche granulometriche note e delle usuali correlazioni di letteratura, sono assegnabili i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- peso di volume = da 18 a 20 kN/m³
- angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate (valore medio) = 30°
- coesione efficace = 0 kPa
- modulo di deformazione = 20000 kPa

La pendenza delle scarpate di scavo dovrà pertanto tenere conto dei valori sopra indicati.

Inoltre si tratta di depositi caratterizzati da un medio-alto grado di permeabilità, in grado di drenare in breve tempo eventuali volumi d'acqua raccolti nei bacini di laminazione.



4. ANALISI SISMICA

L'opera in oggetto è ubicata in Regione Piemonte, Provincia di Torino, precisamente nel Comune di Bussoleno

Ripercorrendo la storia delle legislature in materia sismica, tale zona risulta:

- Nei decreti emessi fino al 1984 ⇒ classificata come non sismica
- Riclassificazione del GdL del 1998 ⇒ III
- Zonazione Ord. 3274 del 2003 ⇒ zona 3
- Deliberazione della Giunta Regionale 12/12/2011, n. 4-3084 – Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche ⇒ zona 3
- NTC 2008 e 2018 ⇒ zonazione dettagliata, funzione delle coordinate topografiche del sito.

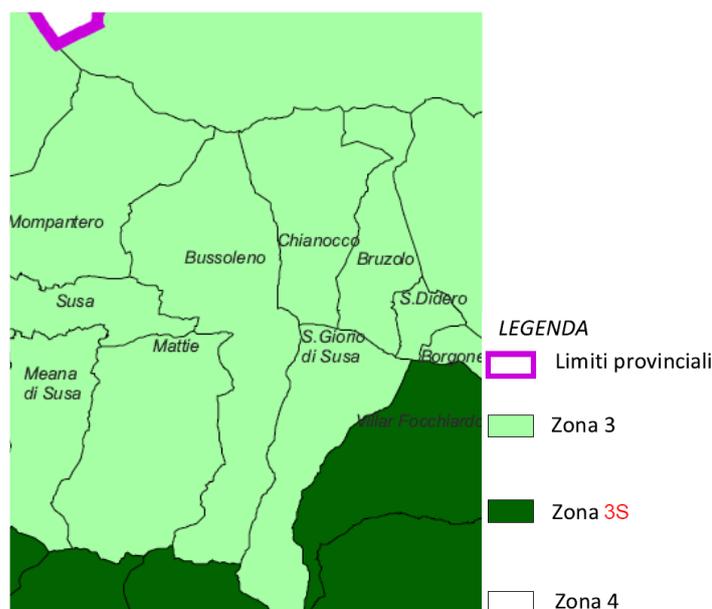


Figura 1 - Classificazione sismica secondo la D.G.R.n.65-7656 del 21/05/2014. e ss.mm.ii.

Di seguito vengono enunciati i parametri generali e dettagliati dell'azione sismica di progetto nel pieno rispetto delle ultime norme vigenti NTC 2018.

4.1 PARAMETRI DI CALCOLO GENERALI

Pur non prevedendo la natura dell'opera in progetto la possibilità operativa di affollamenti di persone né la presenza di personale stabilmente in loco, l'opera è stata classificata cautelativamente in **Classe D'Uso II**, così come previsto nel paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 2018 (Tabella 1).

**Tabella 1 – Classi d'uso per le costruzioni ai sensi delle N.T.C. 2018.**

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

In virtù della Classe d'Uso scelta, si avrà che il Coefficiente d'Uso C_U , vale:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Per ciò che attiene la vita nominale V_N di un'opera, essa è convenzionalmente definita come "il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali".

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati al paragrafo 2.4.1 delle NTC 2018, nella Tab. 2.4.I. che riporta:

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

I parametri assunti alla base dei calcoli (e meglio inquadrati nelle tabelle sottostanti), sono i seguenti:

- Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso opere II
- Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U = 50$

- Categoria di sottosuolo Categoria E



In funzione dei precedenti valori si procede nei paragrafi successivi alla valutazione dell’Azione Sismica.

La “Pericolosità sismica” viene definita attraverso i seguenti parametri:

- a_g accelerazione orizzontale max attesa
- $Se_{(T)}$ Spettro di risposta elastico
- P_{VR} Probabilità di eccedenza
- V_R Periodo di riferimento

Le forme spettrali sono definite a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale max sito (espressa in g/10)
- F_0 valore max del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Si riporta nel seguito il calcolo dei coefficienti sismici.

Figura 2 - Localizzazione del sito e impostazioni del calcolo dei parametri sismici caratteristici dell’area

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	13341	45,115890	7,114826	3904,5
Sito 2	13342	45,119620	7,185312	3475,4
Sito 3	13120	45,169470	7,180096	4001,7
Sito 4	13119	45,165750	7,109530	4376,2

Figura 3 - Valori dei parametri sismici caratteristici per differenti tempi di ritorno di riferimento e stati limite

Parametri sismici	
Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	50 anni
Coefficiente c_u :	1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,039	2,445	0,207
Danno (SLD)	63	50	0,052	2,412	0,226
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,134	2,460	0,262
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,169	2,490	0,271



Tabella 2 – Coefficienti sismici opere di sostegno NTC 2018

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,600	2,160	1,200	0,000	--	0,736	--
SLD	1,600	2,080	1,200	0,047	0,024	0,986	0,470
SLV	1,600	1,960	1,200	0,098	0,049	2,523	0,380
SLC	1,540	1,940	1,200	0,000	--	3,056	--

4.2 SPINTE DI CALCOLO IN FASE SISMICA

Si adotta l'analisi Pseudo-Statica. I valori dei coefficienti sismici orizzontali kh e verticali kv, che interessano le masse in fase sismica per le opere in oggetto saranno pari a:

$$k_h = 0,098$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h = 0,049$$

La forza di calcolo risultante delle spinte statiche + dinamiche dei terreni sui setti verticali si assume pari a :

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

Tale azione è applicata a metà altezza del muro in tutti i casi eccetto in quelli in cui è ammesso che l'opera sia libera di ruotare intorno piede. In tal caso la forza dinamica agisce nello stesso punto di quella statica:

H = altezza dell'elevazione del setto (a contatto con terreno spingente)

E_{ws} = spinta idrostatica

$E_{wd} = 7/12 * k_h * \gamma_w * H'^2$ (H' altezza della falda dal piede del muro)

γ^* = peso specifico del terreno

che nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto dello strato di terreno considerato è pari al peso del terreno asciutto, viceversa del terreno alleggerito.

K = coefficiente di spinta (statico + dinamico) calcolato mediante la formula di Mononobe-Okabe:

Per stati di spinta attiva:

$$\beta \leq \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\phi + \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \beta - \theta)}{\text{sen} (\phi + \theta - \delta) \text{sen} (\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen} (\psi - \theta - \delta)}$$

Per stati di spinta passiva (resistenza a taglio nulla tra terreno e muro):

$$K = \frac{\text{sen}^2 (\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi + \theta} \left[1 - \frac{\text{sen} (\psi + \beta) \text{sen} (\psi + \theta)}{\text{sen} (\psi + \beta) \text{sen} (\psi + \theta)} \right]^2$$



dove:

Φ = è il valore di calcolo dell'angolo di resistenza a taglio del terreno in condizioni di sforzo efficace;

Ψ, β = è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e dalla superficie del terrapieno = variabile da caso a caso;

δ = è il valore dell'angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro $< 2/3 \Phi$;

θ = è l'angolo ricavato dalle seguenti espressioni:

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sotto del terreno considerato:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso in cui il livello di falda si trovi al di sopra del terreno considerato :

$$\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) k_h / (1 \pm k_v)$$

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e aventi muri verticali con terrapieno orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = a_s \gamma H^2$$

con punto di applicazione a metà dell'altezza H del muro.

4.3 SPINTE DI CALCOLO DELL'ACQUA IN FASE SISMICA

In caso di presenza di acqua libera sulla faccia esterna del setto si considera la sovrappressione pari a:

$$q(z) = \pm 7/8 * k_h * \gamma_w * \sqrt{h * z}$$

dove:

h = quota del pelo libero dell'acqua

z = coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

4.4 CONSIDERAZIONI SULL'APPLICABILITÀ E L'INFLUENZA DELL'AZIONE SISMICA

Le opere in progetto sono opere funzionali all'accumulo di volumi idrici. A titolo cautelativo l'azione sismica è stata considerata in tutte le analisi, anche se la probabilità che le vasche si presentino in condizioni di colmo al verificarsi di un sisma è molto bassa.



5. VERIFICA DEI RILEVATI DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE

5.1 CARATTERISTICHE DEL RILEVATO

I rilevati delle vasche di laminazione previsti in progetto saranno realizzati in terreno opportunamente selezionato. Particolare cura dovrà essere posta nella realizzazione del rilevato, soprattutto per quanto riguarda il costipamento del materiale.

Considerando che gli scavi in corso per la pulizia delle aree in cui si è depositato il materiale detritico e quelli per l'allargamento dell'invaso lungo i settori laterali forniranno una ingente quantità di terreno, si specifica che tale materiale potrà essere utilizzato per la realizzazione del rilevato previa opportuna miscelazione nella misura del 50% con materiale più fine appartenente alla categoria A5 della classificazione CNR-UNI 10006, derivante da impianti estrattivi o di riciclo.

Anche il materiale prelevato sul posto dovrà comunque essere selezionato affinché possa essere almeno classificabile in categoria A 1-a, evitando dunque la presenza di granulometrie più grossolane.

Classificazione generale	Terre ghiaio - argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 ≤ 35%							Terre limo - argillose Frazione passante allo staccio 0.075 UNI 2332 > 35%					Torbe e terre organiche palustri	
	A 1		A 3	A 2				A 4	A 5	A 6	A 7			A 8
Gruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7					A 7-5	A 7-6	
Analisi granulometrica Frazione passante allo staccio														
2 UNI 2332 %	≤ 50	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0.4 UNI 2332 %	≤ 30	≤ 50	> 50	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0.075 UNI 2332 %	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35
Caratteristiche della frazione passante allo staccio 0,4 UNI 2332														
Limite liquido	–	–	–	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	> 40	> 40
Indice di plasticità	≤ 6	N.P.	N.P.	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	≤ 10	≤ 10	> 10	> 10	IP ≤ LL 30	IP > LL 30	> 10
Indice di gruppo	0	0	0	0				≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20		
Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomice, scone vulcaniche, pozzolane		Sabbia fina	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili mediamente plastiche	Argille fortemente compressibili fortemente plastiche	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre	
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellenti a buono						Da mediocri a scadenti						Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna e lieve			Media				Molto elevata	Media	Elevata	Media			
Ritiro o rigonfiamento	Nulla			Nulla o lieve				Lieve o medio	Elevato	Elevato	Molto elev.			
Permeabilità	Elevata			Media o scarsa				Scarsa o nulla						
Identificazione dei terreni in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto. Incoerenti allo stato asciutto	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo. Aspri al tatto. Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla.				Reagiscono alla prova di scuotimento*. Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto. Non facilmente modellabili allo stato umido.	Non reagiscono alla prova di scuotimento*. Tenaci allo stato asciutto. Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido.				Fibrosi di color bruno o nero. Facilmente individuabili a vista.	

* Prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione fra le dita.

Figura 4 – Classificazione delle terre CNR-UNI 10006



Nella realizzazione dei rilevati sarà fondamentale la posa a strati successivi, dello spessore massimo non superiore a 30 cm, ciascuno compattato con rullo vibrante (almeno 5 + 5 passaggi in un senso e nell'altro), possibilmente con umidità prossima al valore ottimale Proctor modificato.

In corso d'opera la D.L. si riserva di far effettuare prove di controllo sui materiali utilizzati (granulometrie, classificazioni, contenuto d'acqua, costipamento Proctor, densità in sito e prove di carico su piastra).

Si rimanda in ogni caso a quanto previsto da capitolato speciale d'appalto.

5.2 DIMENSIONAMENTO E VERIFICHE DI STABILITÀ DEL RILEVATO

In accordo con il punto 2.5.1.3 delle NTC 2018 si definiscono, relativamente alle opere in oggetto:

- **G1** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- **G2** = valore caratteristico delle azioni permanenti del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- **Q_{k1}** = valore caratteristico dei sovraccarichi di base;
- **Q_{ki}** = valori caratteristici dei sovraccarichi "d'accompagnamento", che possono agire contemporaneamente a quelli di base;
- **A** = azioni eccezionali, quali ad esempio incendi, esplosioni, urti ed impatti;
- **E** = azioni derivanti dai terremoti (qualora da considerare, secondo quanto specificato al §4.4).

5.2.1 Combinazioni delle Azioni

Le combinazioni di carico adoperate con i relativi coefficienti di sicurezza parziali sui carichi sono, relativamente alle opere in oggetto, con Ed = azione di calcolo da utilizzare nelle verifiche:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .



I precedenti coefficienti parziali di sicurezza (γ) e quelli di combinazione (ψ) sono dati dai seguenti prospetti:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
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

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.



Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

5.2.1 Metodi di analisi

Le verifiche da realizzare per i rilevati di contenimento della colata sono:

- verifica allo scivolamento;
- verifica al ribaltamento;
- verifica alla capacità portante.



Verifica a scorrimento

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell' opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di appoggio al terreno di fondazione. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{S_R}{S_S} \leq FS_{scorrimento}$$

Dove S_R è la risultante delle forze orizzontali che tendono a stabilizzare l'opera, mentre S_S è la risultante delle forze che tendono a destabilizzare l'opera. $FS_{scorrimento}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per scorrimento.

Verifica a ribaltamento

Anche se non necessaria (in quanto l'opera di sostegno è un opera piuttosto flessibile) per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera tende a ruotare intorno ad un polo prefissato. Il polo prefissato va a coincidere con il punto dell'opera più basso e più a sinistra dell'opera (piede sinistro dell'opera). La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{M_S}{M_R} \leq FS_{ribaltamento}$$

Dove M_S è il momento risultante stabilizzante mentre M_R è il momento risultante ribaltante. $FS_{ribaltamento}$ è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per ribaltamento.

Verifica a carico limite:

Per mezzo di questa verifica viene assicurata la stabilità dell' opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui si ha la rottura del complesso terreno-opera. La verifica è espressa analiticamente dalla seguente relazione:

$$\frac{Q_u}{Q_E} \leq FS_{qlim}$$

Dove Q_u è il carico ultimo di collasso (Carico limite della fondazione) mentre Q_E è il carico di esercizio da verificare. FS_{qlim} è il fattore di sicurezza imposto nei confronti del collasso per carico limite.

5.2.1 Calcolo delle spinte



5.2.1.1 Calcolo della spinta attiva

Sebbene i rilevati svolgano la funzione di laminazione delle portate liquide le verifiche sono state condotte anche nell'ipotesi di interrimento del bacino e di azione di spinta attiva da parte del terreno saturo sedimentato.

La spinta attiva è stata calcolata con il metodo di Coulomb, metodo capace di tenere in conto le variabili più significative, soprattutto con riguardo al fenomeno attritivo che si genera all'interfaccia paratia-terreno. Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione (valutata alla profondità z):

$$\sigma_h(z) = k_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta totale, che è l'integrale della relazione precedente su tutta l'altezza, è applicata ad 1/3 di H e si calcola con la seguente espressione:

$$S_t(z) = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_t \cdot H^2$$

Avendo indicato con k_a il valore del coefficiente di pressione attiva, determinabile con la seguente relazione:

$$\left\{ \begin{array}{l} k_a = \frac{\sin^2(\phi + \beta)}{\sin^2 \beta \times \sin(\beta - \delta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \times \sin(\beta + \varepsilon)}} \right]^2} \\ \text{con } \delta < (\beta - \phi - \varepsilon) \text{ secondo Muller - Breslau} \end{array} \right.$$

γ_t = Peso unità di volume del terreno

β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede

ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno

δ = Angolo di attrito terreno-paratia positivo se antiorario

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale positiva se antioraria

5.2.1.2 Spinta in presenza di acqua a tergo della struttura

In caso di impatto di colata detritica ed in caso di accumulo del sedimento a monte dell'opera è stata considerata cautelativamente l'azione dell'acqua sul paramento del manufatto. Hw dalla base della struttura, induce delle pressioni idrostatiche normali alla parete che, alla profondità z sono espresse come segue:



$$u(z) = \gamma_w \cdot z$$

La spinta idrostatica totale si ottiene per integrazione su tutta l'altezza della relazione precedente:

$$S_w = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H^2$$

Avendo indicato con H l'altezza totale di spinta e con γ_w il peso dell'unità di volume dell'acqua. La spinta del terreno immerso si ottiene sostituendo γ_t con γ'_t ($\gamma'_t = \gamma_{\text{saturo}} - \gamma_w$), peso specifico del materiale immerso in acqua. In condizioni sismiche la sovraspinta esercitata dall'acqua viene valutata nel seguente modo:

$$\Delta S_w = \frac{7}{8} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot C$$

applicata a 2/3 dell'altezza della falda H_w [Matsuo O'Hara (1960) Geotecnica, R. Lancellotta].

5.2.2 Verifica delle opere

Sono state condotte le verifiche dei rilevati considerando l'azione di spinta dell'acqua contenuta all'interno del bacino e l'azione di spinta del sedimento nel caso parossistico di completo interrimento dell'opera.

Si riporta nel seguito la sintesi dei coefficienti di sicurezza calcolati per i rilevati di contenimento dei due bacini di accumulo, mentre per il dettaglio delle analisi condotte si rimanda all'ALLEGATO 1

VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R1	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	5.2	verif
Bacino di laminazione di valle	1.4	verif

VERIFICA SCIVOLAMENTO A2+M2+R2	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	4.3	verif
Bacino di laminazione di valle	1.2	verif

VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R3	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	7.6	verif
Bacino di laminazione di valle	1.4	verif



VERIFICA SCIVOLAMENTO CONDIZIONE SISMICA	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	8.0	verif
Bacino di laminazione di valle	1.1	verif

VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU+M2	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	56.9	verif
Bacino di laminazione di valle	10.0	verif

VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SISMA	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	90.8	verif
Bacino di laminazione di valle	6.9	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A1+M1	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	17.5	verif
Bacino di laminazione di valle	22.8	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A2+M2	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	8.5	verif
Bacino di laminazione di valle	10.5	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE SISMA	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	36.2	verif
Bacino di laminazione di valle	41.8	verif



6. VERIFICA A SCHIACCIAMENTO DELLE TUBAZIONI

6.1 GENERALITÀ

Lo scopo del calcolo statico applicato alle tubazioni interrato in PEAD oggetto della presente relazione, è quello di determinare la deformazione diametrica a breve e medio termine (v. Figura 5), di un tubo flessibile interrato soggetto a carichi esterni quali il peso del terreno, i carichi mobili derivanti da traffico pesante e la presenza di falda.

L'esperienza fissa i valori ammessi per le deformazioni, che devono essere a breve termine inferiori al 8% e, a lungo termine, inferiori al 10%, considerando SN delle tubazioni non in pressione pari a 4 o superiore (v. Figura 6).

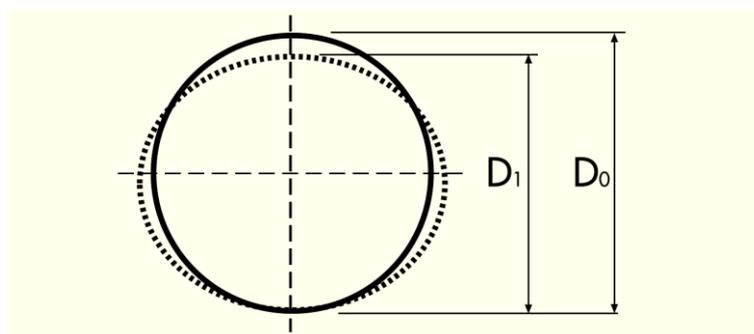


Figura 5 - Deformazione diametrica dopo la messa in esercizio della condotta.

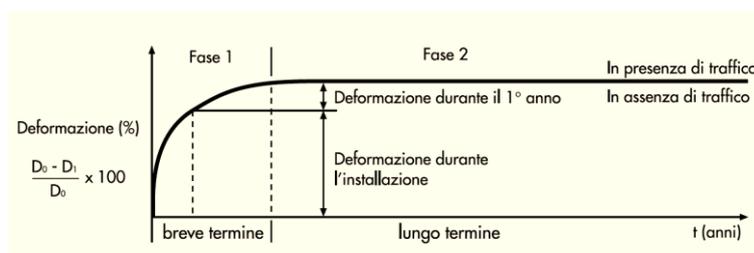


Figura 6 - Deformazione diametrica a breve e a lungo termine.

Nelle tubazioni destinate al trasporto in pressione di fluidi, i carichi esterni sono compensati ampiamente dalle sollecitazioni di segno opposto derivanti dalla pressione idrostatica interna: è intuitivo che il calcolo statico abbia quindi significato per le tubazioni destinate alla fognature a pelo libero, dove il riempimento del tubo è sempre parziale, o per le tubazioni interrato destinate al trasporto di fluidi in pressione che possono temporaneamente trovarsi non in esercizio (in assenza di pressione interna) o svuotarsi.

Per valutare il comportamento statico di una tubazione flessibile, cioè ad alta deformabilità, non è possibile fare riferimento al carico di rottura, perché la deformazione del tubo risulta in generale inaccettabile, molto prima che si raggiunga il carico di rottura per schiacciamento.



La deformazione (inflexione verticale) di una tubazione semplicemente appoggiata lungo la generatrice inferiore e sottoposta a un carico F per lunghezza unitaria lungo la generatrice superiore, è fornita dalla relazione:

$$\Delta y = 0,223 \frac{F}{E_t} \left(\frac{D_m}{s} \right)^3$$

dove $D_m = D - s$ è il diametro medio della condotta.

La deformazione dipende cioè essenzialmente dal rapporto D/s , ma anche dal modulo elastico del materiale costituente la condotta. Si definisce *fattore di rigidità trasversale* SF il prodotto del modulo di elasticità a flessione dell'anello del materiale della parete del tubo (E_t) e del momento d'inerzia di una lunghezza unitaria del tubo (I):

$$SF = E_t I$$

dove $I = s^3/12$, con s spessore della parete strutturale.

L'inflexione di una tubazione flessibile, posata in una trincea, dipende però, oltre che dai carichi agenti sulla tubazione e dal suo indice di rigidità trasversale, anche e in misura prevalente dalle proprietà del suolo (resistenza passiva) che circonda il tubo stesso. La deformazione può risultare anche molto minore di quella fornita dall'espressione precedente poiché molto diverso è il tipo di vincolo.

6.2 DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLE TUBAZIONI FLESSIBILI

A parità di condizioni di posa in opera e di rinterro, il carico agente su una tubazione flessibile risulta minore di quello agente su una tubazione rigida e più uniformemente distribuito sull'intera circonferenza del tubo e ciò per effetto della deformazione laterale della tubazione e della reazione che ne consegue.

Il carico esterno q per unità di superficie (espresso in kg/m^2) è dato dalla somma dei contributi:

- 1) q_t carico del terreno
- 2) q_m carichi mobili (traffico)
- 3) q_f carico di falda

Il carico esterno Q per unità di lunghezza (espresso in kg/m) è dato $q \cdot De$ dove De è il diametro esterno nominale della tubazione espresso in m.

Per la trincea sono definiti i seguenti parametri (Figura 7).

- B = larghezza della trincea in metri ovvero distanza delle pareti della trincea in corrispondenza della generatrice superiore del tubo;
- H = profondità dell'interro, ovvero la distanza fra la generatrice superiore del tubo e il piano di calpestio.



6.2.1 Carico del terreno

Il carico sul tubo determinato dal terreno dipende dalla tipologia di scavo, dove la tubazione viene posata. Gli scavi sono classificati secondo le condizioni riportate in Tabella 3.

Tabella 3 – Tipologia di scavi

Tipo di trincea	B		
Trincea stretta	\leq	3 D	$< H/2$
Trincea larga	$> 3 D < 10 D$	$< H/2$	
Trincea infinita	$\geq 10 D$	$\geq H/2$	

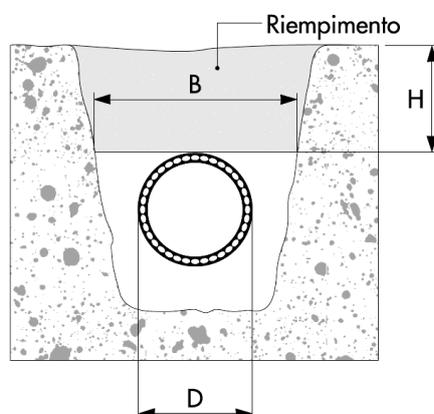


Figura 7 – Trincea stretta.

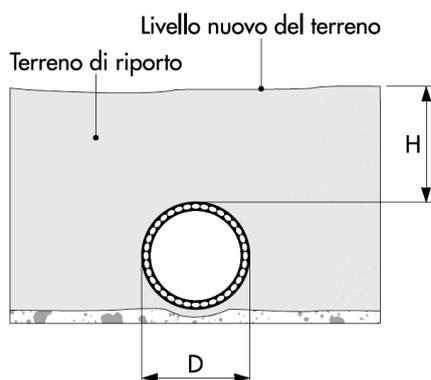


Figura 8 – Trincea infinita.

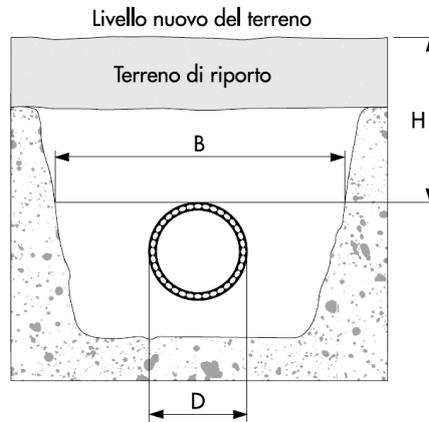


Figura 9 – Sistemazione in terrapieno.

Vengono di seguito considerati i casi di trincea stretta e di trincea infinita:

- 1) Trincea stretta dove si verifica $B \leq 2D$ e $B \geq 1.5B$ o $2D < B < 3D$ e $H \geq 3.5B$

il carico del terreno q_{t1} è dato dalla formula:

$$q_{t1} = C_t * \gamma * B \text{ con}$$

$$C_t = (1 - e^{-2 * K \operatorname{tg} \theta * H/B}) / 2 * K \operatorname{tg} \phi$$

$$K = \operatorname{tg}^2(\pi/4 - \phi/2)$$

dove:

- γ = peso specifico del terreno [kg/m^3];
- θ = angolo di attrito tra materiale di riempimento e pareti della trincea;
- ϕ = angolo di attrito interno del materiale di riempimento.

Nel caso in cui il valore del carico fornito dalla formulazione precedente fosse inferiore al peso del prisma di terreno sovrastante la tubazione si consiglia di assumere $q_t = \gamma * H$.

- 2) Trincea infinita o terrapieno (trincea larga)

il carico del terreno q_{t1} è dato dalla formula:

$$q_{t1} = C_e * \gamma * D \text{ con}$$

C_e funzione del rapporto H/B



6.2.2 Carico mobile

Come per il carico del terreno, anche nel caso di carichi mobili derivanti da traffico stradale, agricolo o ferroviario, le pareti della trincea assorbono una parte del carico. Per il calcolo si assume come condizione prudenziale quella meno favorevole e cioè il caso di trincea infinita, dove il carico mobile q_m può essere ricavato con l'espressione:

$$q_m = 3/2\pi * P * \varphi / (H + De/2)^2$$

dove :

- De = diametro esterno nominale della tubazione [m]
- H = altezza del riempimento misurato dalla generatrice superiore del tubo [m];
- φ = coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto dinamico dei carichi pari a:
 - $1 + 0,3/H$ per i soli mezzi stradali,
 - $1 + 0,6/H$ per i soli mezzi ferroviari nel caso il tubo non sia incamiciato da un tubo di acciaio così come previsto dalle normative di legge vigenti.
- P = carico concentrato rappresentato da una ruota o coppia di ruote [Kg] :
 - 3.000 kg per Tipo traffico Agricolo (autovetture e autocarri di cantiere),
 - 6.000 kg per Tipo traffico Medio (autovetture e autocarri leggeri),
 - 10.000 kg per Tipo traffico Pesante (autovetture e autotreni pesanti).

Nel caso in esame si è sempre considerato un carico mobile corrispondente a quello di autotreni pesanti.

6.2.3 Carico di falda

Per la determinazione del carico di falda (eventuale), è usata l'espressione:

$$q_f = \gamma_{H_2O} * (H - H_1 + De/2)$$

dove:

- γ_{H_2O} = peso specifico dell'acqua di falda [kg/m³] che per semplicità si assume uguale a 1;
- H = altezza del riempimento misurato dalla generatrice superiore del tubo [m];
- H_1 = altezza del riempimento misurato a partire dal livello dell'acqua di falda [m];
- De = diametro nominale esterno della tubazione [m].

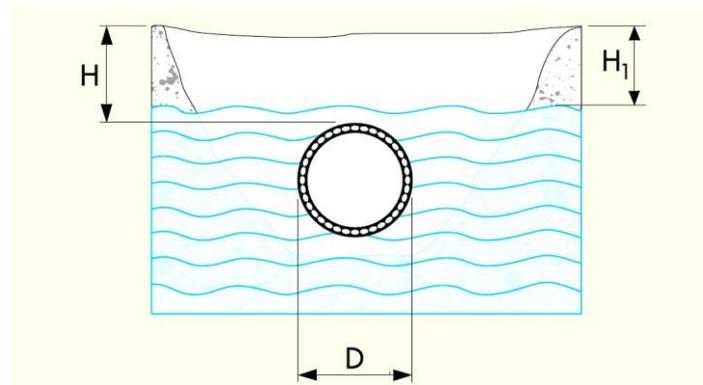


Figura 10 – Trincea con la presenza di acqua in falda.

In tutte le analisi condotte si è considerato cautelativamente la quota della falda coincidente con la quota di piano campagna, ipotizzando una saturazione superficiale del terreno.

6.3 CALCOLO E VERIFICA DELL'INFLESSIONE DIAMETRALE

L'inflessione massima anticipata nella tubazione, con il 95% di probabilità, è fornita dalla seguente espressione:

$$\Delta y = \frac{(D_e W_c + W_L) K_x r^3}{E_t I + 0.061 K_u E_s r^3} + \Delta a$$

dove:

- Δy è l'inflessione del tubo [cm]
- D_e è il fattore di ritardo d'inflessione che tiene conto che il terreno continua a costiparsi nel tempo [-]
- W_c è il carico verticale del suolo sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]
- W_L è il carico mobile sul tubo per unità di lunghezza [N/cm]
- K_x è il coefficiente d'inflessione, che dipende dalla capacità di sostegno fornita dal suolo all'arco inferiore d'appoggio del tubo [-]
- r è il raggio medio del tubo, pari a $(D-s)/2$ [cm];
- $E_t I$ è il fattore di rigidità trasversale della tubazione [N cm];
- E_s è il modulo elastico del terreno [N/cm²];
- $K_a, \Delta a$ sono i parametri che consentono di passare dall'inflessione media (50% di probabilità) all'inflessione massima caratteristica (frattile di ordine 0,95 della distribuzione statistica dell'inflessione).

La relazione che fornisce il valore dell'inflessione diametrale mostra come sia il modulo di reazione del terreno a influenzare maggiormente l'ovalizzazione e non la rigidità flessionale della tubazione. Il termine $0,061 E_s r^3$ è



quindi di un ordine di grandezza maggiore del termine E , I che quindi influenza comunque relativamente poco l'ovalizzazione.

L'inflessione è fortemente dipendente dal modulo di reazione del suolo e praticamente inversamente proporzionale al medesimo, mentre dipende relativamente poco dal fattore di rigidità della tubazione e di conseguenza è anche poco influenzata dal decadimento nel tempo delle caratteristiche meccaniche (diminuzione di E_s).

Ai fini del contenimento dell'inflessione si sono predisposte progettualmente condizioni di posa adeguate ai fini delle verifiche condotte, attraverso la realizzazione di sottofondo, rinfianco e copertura con sabbia vagliata o ghiaia e opportunamente costipata. Le verifiche condotte sono state soddisfatte prevedendo per il rinfianco terreno a grana grossolana con pochi fini o nessuno (<12% di fini), costipato in maniera tale da garantire un grado di costipamento pari almeno all'85% della prova Proctor, corrispondente ad un grado di compattazione leggera. Si raccomanda tuttavia un grado di costipamento del terreno pari almeno al 90%, secondo quanto riportato nel capitolato speciale d'appalto, al quale si rimanda.

6.4 CALCOLO E VERIFICA DELLA SOLLECITAZIONE O DEFORMAZIONE MASSIMA DI FLESSIONE

La sollecitazione o deformazione massima di flessione che risulta dall'inflessione del tubo non deve eccedere la resistenza a flessione a lungo termine del prodotto, ridotta di un fattore di sicurezza. Dovrà cioè risultare:

$$\sigma = D_f E_t \left(\frac{\Delta y}{D} \right) \left(\frac{s}{D} \right) \leq \frac{\sigma_{lim}}{\mu}$$

dove:

- σ è la tensione dovuta alla deflessione diametrale [N/cm²];
- σ_{lim} è la tensione limite ultima;
- D_f è un fattore di forma ("shape_factor"), privo di dimensioni, i cui valori sono stati parametrizzati dalla norma ANSI-AWWA C950/88 in funzione dell'indice di rigidezza RG della tubazione e delle caratteristiche geotecniche del rinterro (cioè composizione granulometrica e grado di costipamento);
- μ è un coefficiente di sicurezza, fissato dalla norma in 1,5 ma considerato cautelativamente nelle verifiche condotte pari a 2;

6.5 VERIFICA ALL'INSTABILITÀ ALL'EQUILIBRIO ELASTICO (BUCKLING)

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze, si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi, ecc.



Il carico critico p_{cr} , per unità di superficie vale:

$$p_{cr} = (n_L^2 - 1) \frac{E_t I}{r^3}$$

dove n_L è il numero dei lobi della deformata.

Il carico critico che provoca la deformazione a due lobi è quindi pari a:

$$p_{cr} = 3 \frac{E_t I}{r^3} = 24RG$$

La forza critica per unità di lunghezza che determina l'instabilità elastica è ovviamente:

$$P_{cr} = p_{cr} D$$

In una tubazione interrata, la pressione che determina instabilità elastica ("*pressione di buckling*") dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione RG , ma anche dal modulo elastico E_s del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema terreno tubazione si comporta come un'unica entità.

La norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione di stima della *pressione ammissibile di buckling*:

$$q_a = \left(\frac{1}{FS} \right) \left(32R_w B' E_s \frac{E_t I}{D^3} \right)^{1/2}$$

dove:

- q_a è la pressione ammissibile di buckling in N/cm^2 ;
- FS è il fattore di progettazione, pari a 2,5;
- R_w è il fattore di spinta idrostatica della falda eventualmente presente con

$$R_w = 1 - 0,33(H_w / H) \quad \text{con} \quad 0 \leq H_w \leq H$$

- B' è il coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale) fornito dalla relazione:
- $B' = 1 / (1 + 4e^{-0,213H})$
- H è l'altezza di rinterro in cm;
- H_w è l'altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm.

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfianco della tubazione.



Quando si è in presenza di inflessioni diametrali $\Delta y/D$ prossime al valore massimo ammissibile si dovrà usare un fattore di progettazione $FS = 3$ in luogo di 2,5.

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati.

La norma ANSI-AWWA considera due casi:

- depressione interna a causa di transitori (utilizzata nei casi di condotte in pressione);
- sovraccarichi mobili.

In presenza di depressione interna dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_c}{D} + P_v \leq q_a$$

dove:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua in N/m^2 ;
- P_v è la depressione interna in N/cm^2 (pressione atmosferica meno pressione assoluta interna).

In presenza di sovraccarichi mobili dovrà risultare:

$$\gamma_w H_w + R_w \frac{W_c}{D} + \frac{W_L}{D} \leq q_a$$

La condizione più critica è sicuramente quella con carichi mobili.

L'inflessione diametrale e conseguentemente le sollecitazioni e le deformazioni, come pure la pressione massima ammissibile di buckling, in una tubazione flessibile interrata dipendono in maniera determinante dal modulo di elasticità del suolo e quindi dal tipo di terreno utilizzato per il sottofondo e il rinfiacco della tubazione e dal suo grado di costipamento.

Vale pertanto quanto definito al paragrafo precedente sulle caratteristiche del materiale di rinfiacco che si rende necessario per la corretta posa in opera della tubazione e sulle modalità di compattazione del terreno.

Le verifiche riportate nel seguito sono state condotte considerando cautelativamente tubi SN 8, sebbene sia prevista la posa di condotte SN16.

I risultati delle verifiche condotte con apposito software di calcolo evidenziano il superamento della verifica a deformazione diametrale, sia nel caso di posa considerando un ricoprimento massimo di 3000 mm sia nel caso di posa considerando un ricoprimento minimo di 500 mm.



Condotta Materiale <input type="text" value="PE corrugato"/> Diametro nominale [mm] <input type="text" value="800.00"/> SN <input type="text" value="8"/>	Prodotti commerciali Linea prodotti <input type="text" value="PEAD EN 13476 Corrugato"/> <table border="1"><thead><tr><th>Diametro</th><th>SN</th></tr></thead><tbody><tr><td>400.00</td><td>8.00</td></tr><tr><td>500.00</td><td>4.00</td></tr><tr><td>500.00</td><td>8.00</td></tr><tr><td>630.00</td><td>4.00</td></tr><tr><td>630.00</td><td>8.00</td></tr><tr><td>800.00</td><td>4.00</td></tr><tr><td>800.00</td><td>8.00</td></tr><tr><td>1000.00</td><td>4.00</td></tr><tr><td>1000.00</td><td>8.00</td></tr></tbody></table>	Diametro	SN	400.00	8.00	500.00	4.00	500.00	8.00	630.00	4.00	630.00	8.00	800.00	4.00	800.00	8.00	1000.00	4.00	1000.00	8.00
Diametro	SN																				
400.00	8.00																				
500.00	4.00																				
500.00	8.00																				
630.00	4.00																				
630.00	8.00																				
800.00	4.00																				
800.00	8.00																				
1000.00	4.00																				
1000.00	8.00																				
Trincea Riempimento <input type="text" value="Terreni asciutti e gl"/> Larghezza [mm] <input type="text" value="1400"/> Altezza min [mm] <input type="text" value="500"/> Altezza max [mm] <input type="text" value="300"/>																					
Posa Compattazione <input type="text" value="85% Proctor-Terreno non compattato (>=10cm), reinterro legg. compattato sino gen."/>																					
Falda <i>(input facoltativo)</i> Altezza [m] <input type="text" value="1"/> Peso specifico [kg/m ³] <input type="text" value="1000"/>	Traffico Carico <input type="text" value="Medio"/> Tipo <input type="text" value="Stradale"/>																				
Risultati breve periodo Altezza min [%] <input type="text" value="3.25"/> Altezza max [%] <input type="text" value="2.26"/>	Risultati lungo periodo Altezza min [%] <input type="text" value="7.82"/> Altezza max [%] <input type="text" value="5.14"/>																				



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO
Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il convogliamento
delle portate liquide del rio al recapito finale*

Progetto Definitivo – Esecutivo



ALLEGATI



REGIONE PIEMONTE – PROVINCIA DI TORINO

Comune di Bussoleno

*Colata detritica del 07/06/2018 sul conoide del rio Baccias/Reforo e
Comba delle foglie – Lavori di somma urgenza per il convogliamento
delle portate liquide del rio al recapito finale*

Progetto Definitivo – Esecutivo



ALLEGATO 1

– Verifiche globali per i rilevati delle vasche di laminazione –

VERIFICHE GLOBALI PER I RILEVATI DELLE VASCHE DI LAMINAZIONE

Caratteristiche delle terre rinforzate

Rilevato	Base B1 (m)	h1 (m)
Bacino laminazione di monte	9	2
Bacino di laminazione di valle	5.4	1.9
	0	0
	0	0

Parametri	Φ_{ril} (°)	γ_{ril} (kN/mc)	$\Phi_{rinf/terr}$ (°)	$\delta_{rinf/terr}$ (°)	$\gamma_{terreno}$ (kN/mc)	γ_{acqua} (kN/mc)	Sovr vert (kN/m ²)	h equivalente terreno (m)	$\Phi_{terreno}$ spinta	k_a Coulomb - M	k_p	h_w tergo rilevato (m)
Bacino laminazione di monte	30	20	27	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	2.0
Bacino di laminazione di valle	30	20	27	16.7	22	9.81	0.0	0.00	25	0.30	2.46	1.9

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospinta a falda (kN/m)	V_{RIL} (m ³ /m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R1											
Bacino laminazione di monte	14.8	4.3	14.2	29.4	0.0	22.0	440.0	0.0	226.4	5.2	verif
Bacino di laminazione di valle	13.4	3.8	12.8	26.6	0.0	5.4	108.0	0.0	57.0	1.4	verif

FS	Verifica
5.2	verif
1.4	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospinta a falda (kN/m)	V_{RIL} (m ³ /m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A2+M2+R2											
Bacino laminazione di monte	15.5	3.58	15.1	25.5	0.00	22.0	440.0	0.0	175.6	4.3	verif
Bacino di laminazione di valle	14.0	3.23	13.6	23.0	0.00	5.4	108.0	0.0	44.0	1.2	verif

FS	Verifica
4.3	verif
1.2	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospinta a falda (kN/m)	V_{RIL} (m ³ /m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO A1+M1+R3											
Bacino laminazione di monte	0.0	0.0	0.0	29.4	0.0	22.0	440.0	0.0	224.2	7.6	verif
Bacino di laminazione di valle	13.4	3.8	12.8	26.6	0.0	5.4	108.0	0.0	57.0	1.4	verif

FS	Verifica
7.6	verif
1.4	verif

	Spinta attiva terreno (kN/m)	Spinta terreno verticale (kN/m)	Spinta terreno orizzontale (kN/m)	Spinta idrostatica (kN/m)	Sottospinta a falda (kN/m)	Spinta dinamica della falda (kN/m)	V_{RIL} (m ³ /m)	W_{RIL} (kN/m)	W carico in testa permanente terreno (kN/m)	R (kN/m)	FS	Verifica
VERIFICA SCIVOLAMENTO CONDIZIONE SISMICA												
Bacino laminazione di monte	0.00	0.0	0.0	19.6	0.0	2.2	22.0	440.0	0.0	174.2	7.97	verif
Bacino di laminazione di valle	24.27	5.6	23.9	17.7	0.0	2.0	5.4	108.0	0.0	45.0	1.07	verif

FS	Verifica
8.0	verif
1.1	verif

	H_{eq} (m)	Sa+Sw (kN/m)	L (m)	Coeffi forze fav	Coeffi forze sfav	W_{RIL} (kN/m)	M_S (kN*m/m)	M_R (kN*m/m)	FS	Verifica
VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU+M2										
Bacino laminazione di monte	2.00	31.57	9	0.9	1.5	443.6	1796.5	31.6	56.9	verif
Bacino di laminazione di valle	1.90	28.49	5.4	0.9	1.5	111.2	270.3	27.1	10.0	verif

FS	Verifica
56.9	verif
10.0	verif

	H_{eq} (m)	Sa+Sw (kN/m)	L (m)	Coeffi forze fav	Coeffi forze sfav	Azioni verticali (kN/m)	M_S (kN*m/m)	M_R (kN*m/m)	FS	Verifica
VERIFICA A RIBALTAMENTO EQU SISMA										
Bacino laminazione di monte	2.00	19.62	9	0.9	1.5	440.0	1782.0	19.6	90.8	verif
Bacino di laminazione di valle	1.90	41.97	5.4	0.9	1.5	113.6	276.0	39.9	6.9	verif

FS	Verifica
90.8	verif
6.9	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A1+M1	Sa+Didro (kN/m)	Mrib (kN*m/m)	Azioni verticali (kN/m)	Mstab (kN*m/m)	e (m)	L (m)	Beq (m)	Ng	Sg	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	44.3	29.5	440.0	1796.5	0.5	9.0	8.0	10.9	1.0	960.3	54.8	17.5	verif
Bacino di laminazione di valle	40.0	25.3	108.0	270.3	0.4	5.4	4.5	10.9	1.0	542.4	23.8	22.8	verif

FS	Verifica
17.5	verif
22.8	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE A2+M2	Sa+Didrostatica	M ribaltante	W rilevato	M stabilizzante	e	L	B _{eq}	N _y	S _y	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	41.0	27.4	443.6	1796.5	0.5	9.0	8.0	5.4	1.0	472.4	55.6	8.5	verif
Bacino di laminazione di valle	37.0	23.5	111.2	270.3	0.5	5.4	4.4	5.4	1.0	262.8	25.1	10.5	verif

FS	Verifica
8.5	verif
10.5	verif

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE SISMA	Sa+Didro (kN/m)	Mrib (kN*m/m)	Azioni verticali (kN/m)	Mstab (kN*m/m)	e (m)	L (m)	Beq (m)	Ng	Sg	q _{lim} (kN/m ²)	q _{eq} (kN/m ²)	FS	Verifica
Bacino laminazione di monte	19.6	13.1	440.0	1782.0	0.5	9.0	8.0	22.4	1.0	1979.7	54.7	36.2	verif
Bacino di laminazione di valle	42.0	26.6	113.6	276.0	0.5	5.4	4.4	22.4	1.0	1081.4	25.9	41.8	verif

FS	Verifica
36.2	verif
41.8	verif