

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI
PROGETTO ESECUTIVO**

Sistemazione idraulica fosso 2 - Libarna - Tombino F1500 Fosso 2-2

Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing.P.P.Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	I N 1 T O X	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>gl</i>	15/07/2013	COCIV <i>Adriano...</i>	15/07/2013	A. Palomba <i>[Signature]</i>	19/07/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Alto Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001-A00.DOCX
-----------	--

INDICE

INDICE.....	3
1. PREMESSA.....	5
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
2.1. Calcestruzzo.....	6
2.2. Acciaio per cemento armato.....	6
2.3. Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	7
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
4. VERIFICA TUBO.....	9
4.1. Metodo di calcolo.....	9
4.2. Determinazione del carico di schiacciamento.....	9
4.3. Calcolo della classe di resistenza.....	10
4.3.1. Carico dovuto al rinterro.....	10
4.3.2. Carico dovuto ai sovraccarichi mobili.....	12
4.3.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.....	12
4.3.4. Risultante dei carichi ovalizzanti.....	13
4.3.5. Definizione classe di resistenza.....	13
5. VERIFICA MURO SBOCCO.....	14
5.1. Stratigrafia e parametri geotecnici.....	14
5.2. Geometria.....	15
5.3. Analisi dei carichi e condizioni di carico.....	16
5.4. Risultati delle analisi e verifiche di stabilità.....	17
5.5. Verifiche strutturali.....	19
6. VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO.....	22
7. TABULATI DI CALCOLO.....	24
7.1. Muro sbocco – input e output.....	24

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00
Relazione di calcolo

Foglio
4 di 33

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 5 di 33

1. PREMESSA

Con la presente relazione si intende fornire i calcoli statici e le verifiche di sicurezza del tombino idraulico $\Phi 1500$ e dei muri di imbocco del fosso 2-2 Libarna, wbs IN1T, interferente con la strada (wbs NV29) di collegamento tra il cantiere Libarna (wbs COP5) e il cantiere Moriassi (wbs COP4).

Il tombino idraulico costituisce il passaggio sotto la strada sopra indicata del canale idraulico denominato "fosso2", appartenente al reticolo idrografico minore del torrente Scrivia in zona Libarna nel Comune di Arquata Scrivia (AL).

Il tubo a sezione circolare è in conglomerato cementizio armato di diametro interno 1500 mm e spessore 170 mm, il ricoprimento è di circa 1.50 m.

Gli elementi dovranno risultare idonei:

- a sopportare i carichi permanenti dovuti al riempimento del terreno soprastante;
- a sopportare i sovraccarichi mobili;
- allo smaltimento delle acque ed a sopportare le spinte dell'acqua interna.

Il fosso 2 presenta allo sbocco un muro a mensola di altezza 2.70 m, caratterizzato da un'elevazione di spessore costante 0.30 m e fondazione di spessore 0.40 m e larghezza complessiva 2.10 m. All'imbocco invece si ha un manufatto idraulico di sezione rettangolare 2.0x2.0 m e altezza interna massima di 3.60 m, i piedritti e la fondazione hanno spessore 0.30 .

Le verifiche di sicurezza vengono effettuate con il metodo delle Tensioni Ammissibili.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 6 di 33

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

Per la realizzazione dei muri si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 9.70 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 6.00 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 18.30 \text{ N/mm}^2$

Per i tombini circolari si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 40/50 ($R_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 41.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 49.50 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 35547 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 23.52 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.60 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.52 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.68 \text{ N/mm}^2$

2.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	$\geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura f_t	$\geq 540 \text{ MPa}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 7 di 33

Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 260.00 \text{ N/mm}^2$

2.3. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazione	CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
Elevazione	CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2

Nel caso in esame la struttura si trova a permanente contatto con il terreno pertanto deve essere condotta la verifica a fessurazione per la combinazione TA5. Per questa verifica si considerano, in accordo con l'Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo", i seguenti limiti di apertura delle fessure:

- superfici in contatto permanente con il terreno (superfici esterne) $w_k = 0.10 \text{ mm}$;
- superfici non in contatto permanente con il terreno (superfici interne) $w_k = 0.20 \text{ mm}$.

Il copriferro minimo assunto è pari a 4 cm.

L'apertura a fessure minima di 0.10 mm per le superfici esterne è portata a 0.15 mm essendo il copriferro dell'armatura trasversale (interna a quella longitudinale) pari a circa 6 cm ($c/c_{min} \leq 1.5$, con $c_{min} = 4 \text{ cm}$).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 8 di 33

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M: 16/01/1996";
- Asa Servizi di Ingegneria (Ferrovie dello Stato), Istruzione n. I/SC/PS-OM/2298 del 02/06/1995, Testo completo delle relative integrazioni: 13/01/1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo";
- Ferrovie dello Stato - Istruzione F.S. 44/b (Testo aggiornato secondo il D.M. 16/01/1999): "Istruzioni tecniche per i manufatti sotto binario da costruire in zona sismica";
- D. M. del 23 Febbraio 1971 – Norme tecniche per gli attraversamenti e per i parallelismi di condotte e canali convoglianti liquidi e gas con ferrovie ed altre linee di trasporto;
- D.M. 12 Dicembre 1985 – Norme tecniche relative alle tubazioni;
- UNI EN 1916 – Tubi di calcestruzzo armato, non armato e rinforzato con fibre d'acciaio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 9 di 33

4. VERIFICA TUBO

4.1. Metodo di calcolo

Il principio di calcolo utilizzato è quello dei carichi ovalizzanti che prende in esame i carichi dovuti al rinterro ed ai sovraccarichi esterni agenti sui tubi interrati rigidi per tubi senza pressione interna. Per la determinazione delle azioni sono state consultate le normative tecniche indicate in precedenza, le norme DIN specifiche e relative circolari. Note le azioni sollecitanti è determinata la classe di resistenza minima che il tubo deve possedere.

4.2. Determinazione del carico di schiacciamento

Per la determinazione del carico di schiacciamento si ipotizza che la tubazione sia nelle medesime condizioni di quelle in cui si trova quando viene sottoposta alla prova di schiacciamento standard in laboratorio, nella quale, mediante programma automatico di calcolo, viene determinato il carico di schiacciamento teorico per m di condotta. Si considera quindi che il tubo appoggi su due traversi di legno posti a distanza di $1/3 D_n$ e che sia soggetto ad una forza verticale in chiave, ripartita su un tratto di 10 cm rappresentante l'ala del profilato di ripartizione su cui poggia il martinetto, che cresce fino ad arrivare allo schiacciamento. Da un punto di vista teorico lo studio si può schematizzare come un telaio chiuso e soggetto ad una forza concentrata in chiave ed al peso proprio.

Nelle tre sezioni fondamentali, chiave reni e base, vengono calcolate le sollecitazioni agenti, lo schema di equilibrio finale della sezione interna che viene considerato è quello della sezione tesa e uniforme per tutto lo spessore, equilibrata da una forza di compressione concentrata al lembo compresso.

Durante la prova di schiacciamento il tubo è in condizioni del tutto diverse da quelle di esercizio. Nelle prove sperimentali la tubazione è soggetta ad un carico concentrato ed è vincolata inferiormente su due appoggi, mentre in esercizio la tubazione è appoggia invece su una lunghezza di ampiezza prefissata ed il carico verticale si può ritenere uniforme. Pertanto si dovrà tener conto di un opportuno coefficiente denominato "Coefficiente di posa". La relazione di passaggio è:

$$P = K \cdot P_{sch}$$

Dove:

- K è il coefficiente di posa;
- P_{sch} è il carico teorico di schiacciamento;
- P è il carico di schiacciamento da confrontare con il carico totale agente in esercizio sulla tubazione.

Il coefficiente di posa è funzione del tipo di posa che viene effettuata; nei calcoli condotti nel seguito viene riportato il valore del coefficiente per il tipo di posa prescelto.

4.3. Calcolo della classe di resistenza

Con riferimento con quanto indicato nella letteratura tecnica si ricavano i carichi ovalizzanti ($Q_{OV,S}$) per ciascuna condizione di carico; tali carichi si amplificano per il coefficiente di combinazione γ (assunto cautelativamente pari a 1,5) e si dividono per il coefficiente di posa. Operando in questo modo si ricava la classe di resistenza minima necessaria per il tubo in questione ($Q_{R,D}$).

La tubazione verrà posata in trincea di larghezza alla base pari a circa 2.0 m con altezza del rinterro sopra la generatrice superiore pari a 1.50 m.

La tubazione è rigida, per cui il carico ovalizzante complessivo è dato dalla somma di:

- carico dovuto al rinterro;
- carico dovuto al sovraccarico mobile;
- carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo.

Nella seguente tabella sono riassunti i dati geometrici del problema:

D	1.84	m
s	0.17	m
d	1.50	m
H	1.50	m
B	5.80	m

4.3.1. Carico dovuto al rinterro

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è riservato all'azione del rinterro.

Secondo quanto definito dalla norma UNI 7517 si hanno due casistiche in relazione alla dimensione della trincea di posa che può essere definita stretta al verificarsi di una delle seguenti condizioni:

$$B \leq 2D \quad H \geq 1.5B \quad (1^a \text{ condizione})$$

$$2D \leq B \leq 3D \quad H \geq 3.5B \quad (2^a \text{ condizione})$$

Al contrario il tubo è posato in trincea larga quando le relazioni tra B, H e D differiscono da quelle sopra riportate.

Il significato dei simboli è visualizzato nella figura seguente.

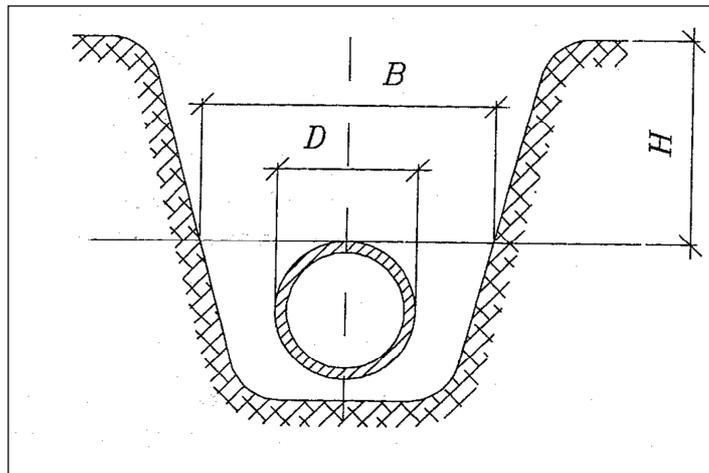


Figura 1 - Sezione tipo di posa

Nella caso di posa in **trincea stretta** il peso del rinterro Q_{ST} gravante sul cielo della tubazione è diminuito, rispetto a quello corrispondente al suo volume, per l'azione che l'attrito svolge nel contatto tra il terreno indisturbato e il rinterro.

Tale contributo è computato tramite il coefficiente di carico in trincea stretta:

$$C_t = \frac{1 - e^{-2 \cdot k \cdot (H/B) \cdot \text{tg} \rho'}}{2 \cdot k \cdot \text{tg} \rho'}$$

dove: ρ angolo di attrito interno del terreno;

ρ' angolo di attrito rinterro – terreno naturale;

k coefficiente di spinta attiva del rinfianco pari a $\text{tg}^2 (45^\circ - \rho/2)$;

In definitiva, il carico alla quota della generatrice superiore della condotta, espresso in kN/m è:

$$Q_{ST} = C_t \cdot \gamma_t \cdot B^2$$

dove: γ_t peso specifico del terreno in kN/m³.

Una **trincea** si considera **larga** quando non è soddisfatta nessuna delle condizioni precedenti. In essa viene meno la collaborazione attrattiva delle pareti della trincea, che sono notevolmente distanti dal prisma di terreno direttamente gravante sul cielo della tubazione. Per semplicità, in virtù di tale osservazione si considera come carico da rinterro la quantità derivante dalla seguente relazione:

$$Q_{LT} = C_e \cdot \gamma_t \cdot D^2$$

dove il coefficiente di posa in trincea larga assume le seguenti espressioni:

$$C_e = 0.1 + 0.85 \cdot (H/D) + 0.33 \cdot (H/D)^2 \quad \text{per} \quad H/D \leq 2.66$$

$$C_e = 0.1 + 1.68 \cdot (H/D) \quad \text{per} \quad H/D > 2.66$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 12 di 33

Non essendo verificate entrambe le due condizioni $B < 2D$ e $H > 1.5D$ la posa è in trincea larga e quindi il carico verticale dovuto al rinterro è riassunto nella seguente tabella:

H=1.50 m	Trincea larga	
H/D	0.82	
C_e	1.01	
γ_t	20	kN/m ³
Q_{LT}	65.5	kN/m

4.3.2. Carico dovuto ai sovraccarichi mobili

L'espressione del carico mobile concentrato in corrispondenza della generatrice superiore del tubo è la seguente:

$$P_{vc} = p_v \cdot D \cdot \varphi$$

dove φ è il coefficiente dinamico la cui espressione è:

$$\varphi = 1 + 0.3/H \quad \text{per strade e autostrade}$$

Per il carico dovuto ai sovraccarichi mobili si prenderanno in considerazione le tre condizioni di carico rappresentate da :

- un carico mobile di 600 kN su area 2.3 x 3.3 m;
- un carico concentrato da 100 kN su impronta quadrata da 0.30x0.30 m.

H=1.50 m

Carico mobile 600 kN impronta 2.3x3.3 m

p_v	34.6 kN/m ²
ϕ	1.20
P_{vc}	76.3 kN/m

Carico mobile 100 kN impronta 0.3x0.3 m

p_v	24.5 kN/m ²
ϕ	1.20
P_{vc}	54.1 kN/m

4.3.3. Carico dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo

Il carico verticale sulla generatrice superiore del tubo, dovuto alla massa dell'acqua contenuta nel tubo riempito per tre quarti è dato dalla relazione seguente.

$$P_a = 5.788 \cdot d$$

dove d è il diametro interno del tubo in metri e il carico è espresso in kN/m.

$$**P_a = 13.0 kN/m**$$

4.3.4. Risultante dei carichi ovalizzanti

La risultante dei carichi ovalizzanti risulta pari a:

$$H = 1.50 \text{ m} \quad Q_{OV,S} = Q_{LT} + P_{vc} + P_a = 147 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di posa, data la protezione in calcestruzzo prevista, si assume $K=1.5$, sulla base degli schemi seguenti.

TABELLA TIPI DI POSA IN OPERA			Ez
1		Posa diretta sul terreno con nicchie per i bicchieri	1,1
2		Posa a 90° con nicchie per i bicchieri	1,5
3		Tubo con piede su terreno livellato	1,5
4		Posa su letto di sabbia costipata a 90° con nicchie per i bicchieri	1,5
5		Posa a 90° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$ $a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm	1,8
6		Posa a 120° su selle prefabbricate in calcestruzzo $b > de$ $a = 5 \text{ cm} + 1/10 \text{ DN}$ minimo 10 cm	2,0
7		Posa su letto di calcestruzzo costipato sino alle reni	2,0
8		Rinforco in calcestruzzo fin sopra le reni $a = 1/4 \text{ DN}$ minimo 10 cm	3-4

Figura 2 – Tabella tipi di posa in opera tubazione

4.3.5. Definizione classe di resistenza

Dal momento che la canalizzazione ha un comportamento rigido si verifica che l'azione sollecitante (si assume il coefficiente parziale γ pari a 1,5) sia superiore all'azione resistente:

$$Q_{R,D} \geq \gamma \cdot Q_{OV,S} / K$$

$$H = 1.50 \text{ m} \quad \gamma \cdot Q_{OV,S} / K = 1.5 \cdot 147 / 1.5 = 147 \text{ kN/m}$$

Essendo il diametro del tubo pari a 1.5 m la classe di resistenza del tubo deve essere superiore a:

$$\text{per } H = 1.50 \text{ m} \quad C = 147 / 1.5 = 98 \text{ kN/m}^2.$$

5. VERIFICA MURO SBOCCO

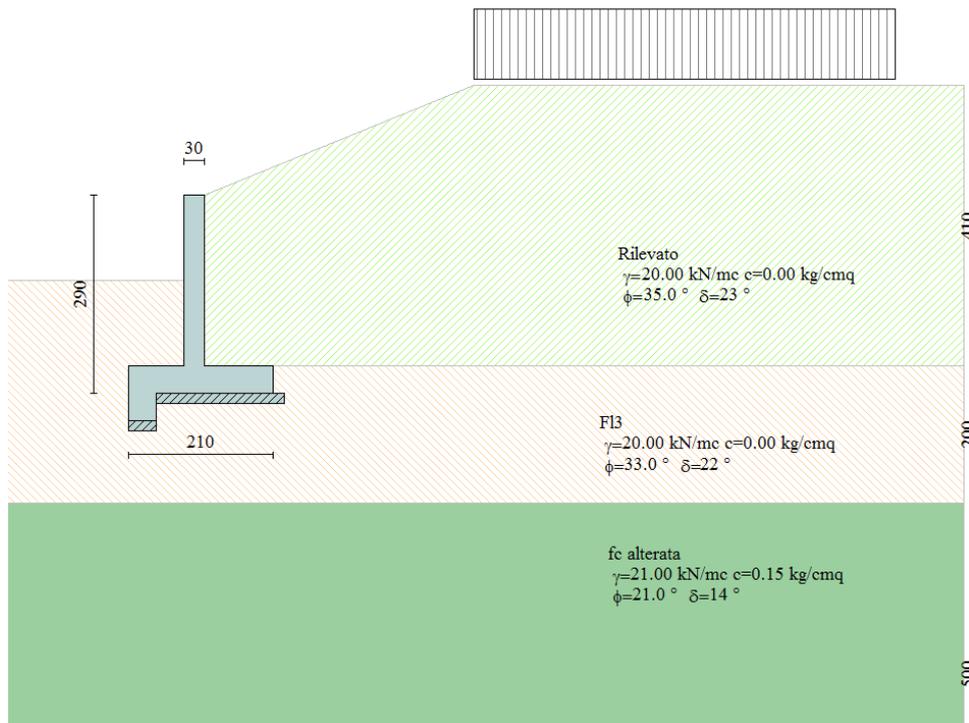
L'opera prevede allo sbocco un muro di sostegno del rilevato, si tratta di un muro a mensola in c.a. avente altezza di 2.70 m, la spinta del terreno agisce su un'altezza del muro di 2.50 m.

Il muro ha una fondazione di altezza 0.40 m e larghezza 2.10 m e paramento verticale di larghezza pari a 0.30 m.

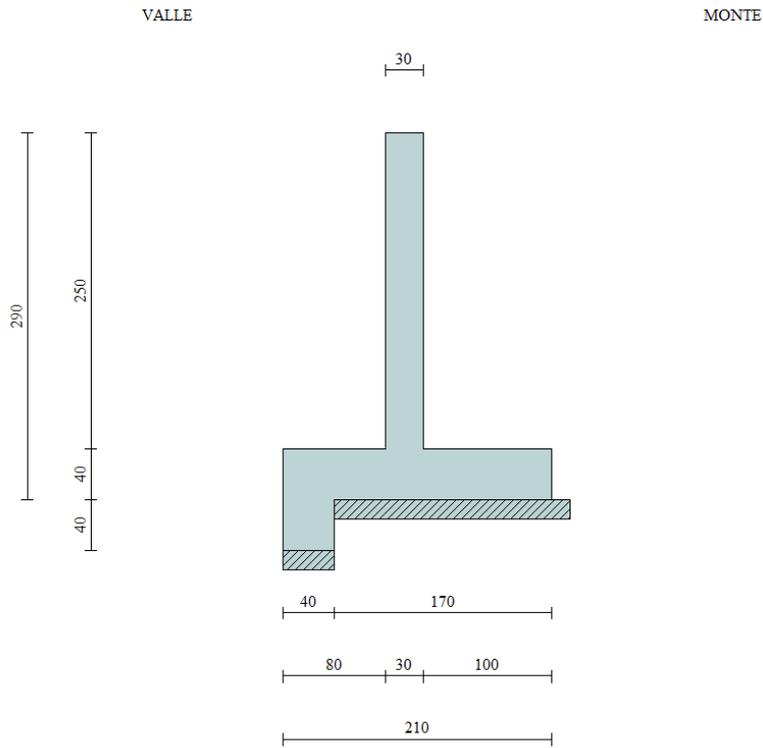
Di seguito si eseguono il calcolo e le verifiche di stabilità e strutturali del muro in oggetto, mediante il programma MAX 10.0 della Aztec Informatica.

5.1. Stratigrafia e parametri geotecnici

Rilevato:	H = 4.1 m;	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;	c = 0 kPa;	$\phi = 35^\circ$;	$\delta = 23^\circ$.
Unità fl3:	H = 2 m da pc;	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;	c = 0 kPa;	$\phi = 33^\circ$;	$\delta = 22^\circ$.
Unità fc_alterata:	H = - m;	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$;	c = 0.14 kPa;	$\phi = 21^\circ$;	$\delta = 14^\circ$.



5.2. Geometria



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 16 di 33

5.3. Analisi dei carichi e condizioni di carico

Peso proprio: $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

Sisma

Si considera un'azione sismica di terza categoria, con $K_n = 0.04$.

Carichi variabili sul rilevato

sovraccarico in esercizio..... $q_{statico} = 20.00 \text{ kN/m}^2$ (carico stradale)

sovraccarico ferroviario sismico..... $q_{sismico} = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Per il calcolo si utilizza il programma MAX 10.0 "Analisi e calcolo dei muri di sostegno" della Aztec Informatica.

Il programma calcola le sollecitazioni nel muro e nella fondazione, gli sforzi sul terreno, verifica lo scorrimento e il ribaltamento nonché la stabilità globale dell'opera.

Il programma Max 10.0, una volta inserita la geometria del muro, i parametri del terreno, i carichi esterni e il coefficiente di intensità sismica svolge autonomamente il calcolo del muro per le varie verifiche di resistenza e stabilità.

Si prendono in esame due condizioni di carico

1. **condizione di esercizio** : permanenti + variabili
2. **condizione sismica** : permanenti + sisma

5.4. Risultati delle analisi e verifiche di stabilità

Risultati combinazione n° 1

Tensioni ammissibili			
Coefficienti sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
	CALCOLATI		RICHIESTI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	4.29		1.50
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.51		1.30
Coefficiente di sicurezza a carico limite	12.25		2.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2.06		1.30

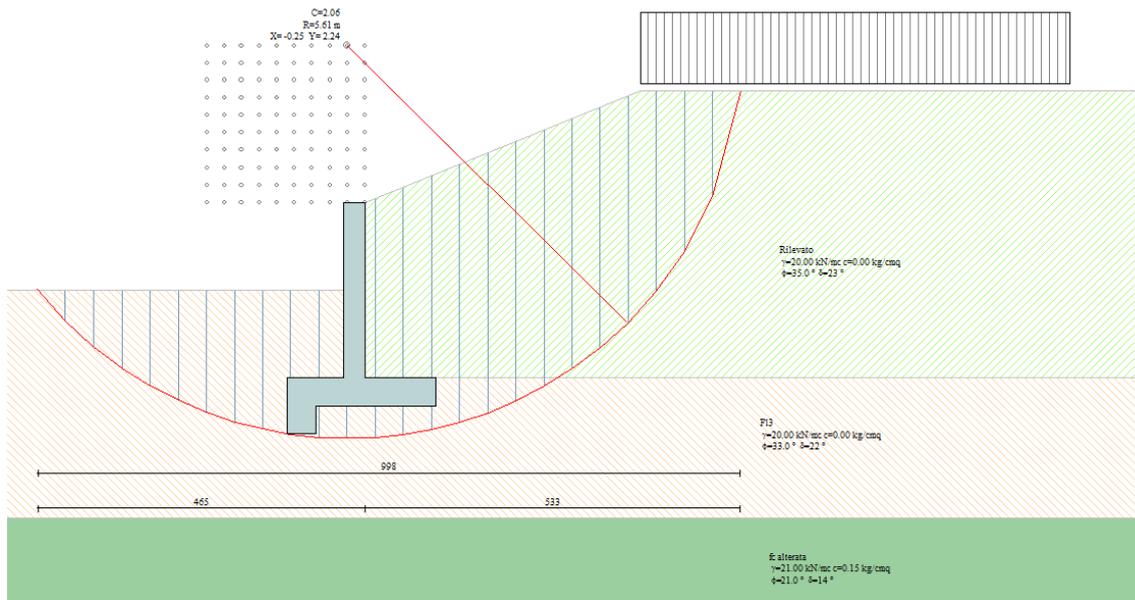
Help

Risultati combinazione n° 2

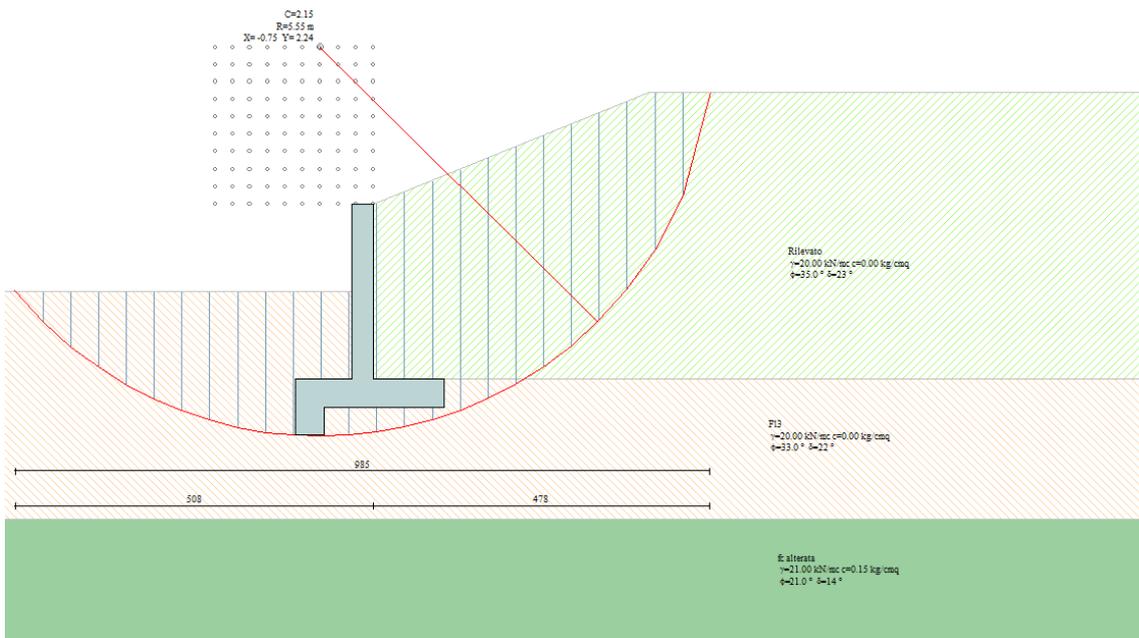
Tensioni ammissibili - Sismica			
Coefficienti sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
	CALCOLATI		RICHIESTI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	3.22		1.50
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.31		1.30
Coefficiente di sicurezza a carico limite	9.98		2.00
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	2.15		1.30

Help

Combinazione 1 – statica

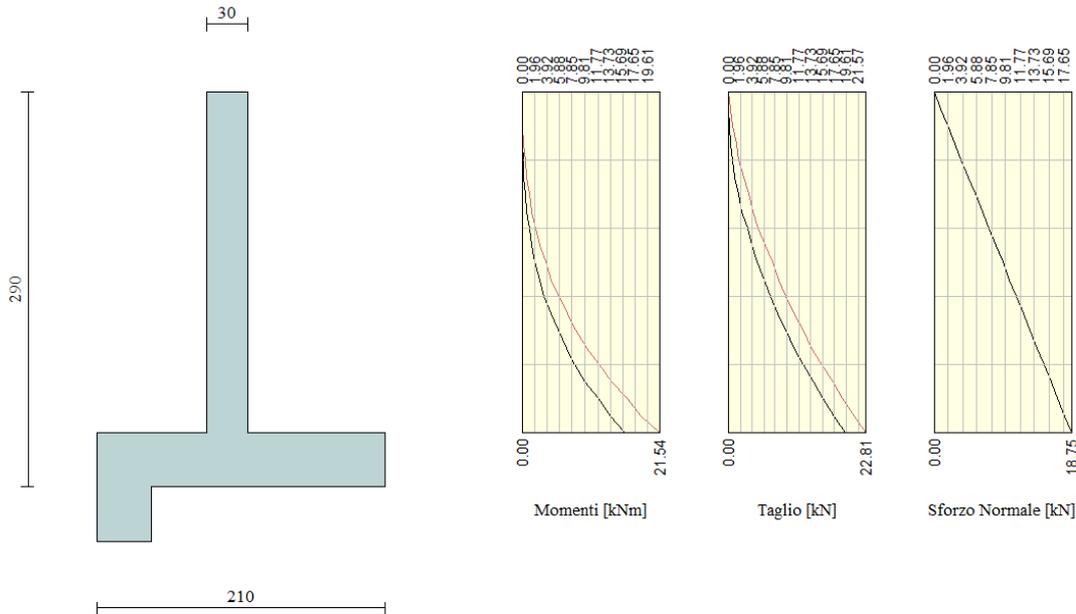


Combinazione 2 – sismica



5.5. Verifiche strutturali

Elevazione



$$M = 21.54 \text{ kNm/m}$$

$$N = 18.75 \text{ kN/m}$$

$$T = 22.81 \text{ kN/m}$$

L'elevazione è costituita da un calcestruzzo di classe C25/30, ha uno spessore di verifica di 30 cm. L'armatura verticale è costituita da $\phi 14/20$ e quella longitudinale da $\phi 12/20$, non è necessario disporre armatura a taglio, si dispongono comunque spilli $\phi 8/40 \times 40$. La distanza tra la barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (12 mm), il diametro dello spillo (8 mm), per cui il copriferro di verifica è 6.0 cm.

Momento massimo	M =	21.54	kNm
Azione assiale	N =	-18.75	kN

Verifiche di resistenza			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	6.77	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	41891	cm ⁴
eccentricità	e =	114.88	cm
tensione cls	$\sigma_c =$	3.23	Mpa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-118.3	Mpa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		Mpa

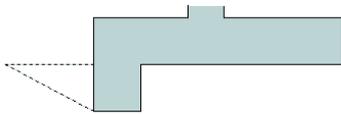
Verifica a fessurazione

Asse neutro (da lembo compresso)	x =	6.77	cm
eccentricità	e =	114.88	cm
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	3.23	Mpa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	118.3	Mpa
momento di fessurazione	M _{cr} =	44.31	kNm
azione assiale per apertura fessure	N _{cr} =	38.57	kN
tensione cls prima fessurazione	$\sigma_{cr} =$	6.65	Mpa
tensione acciaio prima fessurazione	$\sigma_{sr} =$	243.5	Mpa
		M _{cr} > M	

Verifica a taglio

massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.11	Mpa
--------------------------	----------------	------	-----

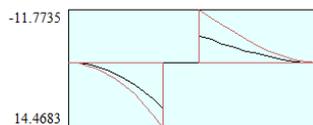
La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a τ_{c0} , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

Fondazione

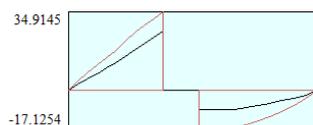
Pressioni sul terreno



Momento



Taglio



$$M = 14.50 \text{ kNm/m}$$

$$T = 34.91 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 21 di 33

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe C25/30, ha uno spessore di verifica di 40 cm. L'armatura trasversale è costituita da $\phi 14/20$ e quella longitudinale da $\phi 12/20$, non è necessario disporre armatura a taglio. La distanza tra la barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (12 mm), per cui il copriferro di verifica è 5.2 cm.

Momento massimo	M =	14.50	kNm
Taglio massimo	T =	34.91	kN
Verifiche di resistenza			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	7.57	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	96043	cm ⁴
tensione cls	$\sigma_c =$	1.14	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-60.1	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa
Verifica a fessurazione			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	1.14	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	60.1	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck} =$	63.94	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm} =$	76.12	kNm
tensione acciaio per M_{fctm}	$\sigma_{sr} =$	315.4	MPa
		$M_{cr} > M$	mm
Verifica a taglio			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.11	MPa

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a τ_{c0} , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 22 di 33

6. VERIFICA MANUFATTO IDRAULICO

All'imbocco del tombino si ha un manufatto idraulico di sezione rettangolare 2.0x2.0 m e altezza interna massima di 3.60 m, i piedritti e la fondazione hanno spessore 0.30 m

I carichi orizzontali agenti sulle pareti verticali di altezza 4.10 m, sono dovuti alla spinta del terreno e al sovraccarico accidentale di 10 kN/m².

Avendo un terreno di rinterro con angolo di attrito pari a 35° si ha che il coefficiente di spinta a riposo è $K_0 = 0.426$.

$$p_{sup} = q \cdot K_0 = 10 \cdot 0.426 = 4.26 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{inf} = p_{sup} + 3.6 \cdot 20 \cdot 0.426 = 34.93 \text{ kN/m}^2$$

Per la definizione delle sollecitazioni massime nel manufatto si è considerato lo schema di una trave semplicemente appoggiata, di luce pari a 2.30 m (lunghezza valutata rispetto all'asse dei piedritti), caricata con il carico massimo presente al piede del setto verticale. La parete verticale ha un funzionamento a piastra, a favore di sicurezza si considera però un comportamento a trave nella direzione corta della parete verticale stessa.

$$M = p_{inf} \cdot L^2 / 8 = 34.93 \cdot 2.3^2 / 8 = 23.10 \text{ kNm/m}$$

$$T = p_{inf} \cdot L / 2 = 34.93 \cdot 2.3 / 2 = 40.17 \text{ kN/m}$$

La parete verticale è costituita da un calcestruzzo di classe C25/30, ha uno spessore di verifica di 30 cm. L'armatura trasversale è costituita da $\phi 12/20$ e quella longitudinale da $\phi 12/20$, non è necessario disporre armatura a taglio, si dispongono comunque spilli $\phi 8/40 \times 40$. La distanza tra la barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato il diametro della barra di armatura esterna che si sviluppa in senso longitudinale (12 mm), il diametro dello spillo (8 mm) per cui il copriferro di verifica è 6.0 cm.

Momento massimo	M =	23.10	kNm
Taglio massimo	T =	40.17	kN
Verifiche di resistenza			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	5.64	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	32813	cm ⁴
tensione cls	$\sigma_c =$	3.97	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-187.6	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa
Verifica a fessurazione			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	3.97	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	187.6	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck} =$	34.86	kNm

momento di apertura fessure	$M_{fctm} =$	41.50	kNm
tensione acciaio per M_{fctm}	$\sigma_{sr} =$	337.0	MPa
		$M_{cr} > M$	mm
Verifica a taglio			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.19	MPa

La sezione non si fessura nemmeno sotto i massimi carichi di esercizio, pertanto anche la verifica a fessurazione è automaticamente soddisfatta. Il massimo sforzo tagliante è inferiore a τ_{c0} , per cui non si rende necessaria un'apposita armatura a taglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 24 di 33

7. TABULATI DI CALCOLO

7.1. Muro sbocco – input e output

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Calcolo della spinta sul muro

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ϵ l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\epsilon' = \epsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(C)$ essendo C il coefficiente di intensità sismica.

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma. Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che sia $\eta_r \geq 1.5$.

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 25 di 33

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante. Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .
La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_s \geq 1.3$.

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione. La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_r l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_r + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_q \geq 2.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_{i,c} + q N_q d_{i,q} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_{i,\gamma}$$

In questa espressione

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo
	Foglio 26 di 33

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^\circ/90)^\phi$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ})^\phi \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_g \geq 1.3$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i^n \left(\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + [W_i \cos \alpha_i - u_i l_i] \tan \phi_i \right)}{\sum_i^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

Quindi, assunto un cerchio di tentativo lo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento viene eseguito per il numero di centri prefissato e viene assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Normativa

Spinte e verifiche secondo :

- D.M. 11/03/1988
- D.M. 16/01/1996

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Altezza del paramento	2.50 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [%]
Inclinazione paramento interno	0.00 [%]
Lunghezza del muro	10.00 [m]

Muro a mensola in c.a.

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
---------------------------------------	----------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo		Foglio 27 di 33

Lunghezza mensola fondazione di monte	1.00 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.10 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [%]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]
Altezza dello sperone di fondazione	0.40 [m]
Spessore dello sperone di fondazione	0.40 [m]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto
X ascissa del punto espressa in [m]
Y ordinata del punto espressa in [m]
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	3.90	1.60	22.31
2	10.00	1.60	0.00
3	11.00	1.60	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale	0.00	[%]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	1.25	[m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kg/cm ²]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kg/cm ²]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	35.00	23.33	0.000	0.000
F13	20.00	20.00	33.00	22.00	0.000	0.000
fc alterata	21.00	21.00	21.00	14.00	0.150	0.000

Stratigrafia

Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [%]
K_w	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
K_s	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	2.50	0.00	7.79	0.00	Rilevato
2	2.00	0.00	6.75	0.00	F13
3	5.00	0.00	0.00	0.00	fc alterata

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali	positivi verso il basso.
Carichi orizzontali	positivi verso sinistra.
Momento positivo	senso antiorario.
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
 M Momento espresso in [kNm]
 X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
 X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
 Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
 Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
 D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Sovraccarico stradale)

D Profilo $X_i=3.90$ $X_f=10.00$ $Q_i=20.0000$ $Q_f=20.0000$

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 Tensioni ammissibili

	C
Peso proprio	1.00
Spinta terreno	1.00
Sovraccarico stradale	1.00

Combinazione n° 2 Tensioni ammissibili - Sismica

	C
Peso proprio	1.00
Spinta terreno	1.00

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Tensioni ammissibili

Impostazioni avanzate

Influenza del terreno sulla fondazione di valle nelle verifiche e nel calcolo delle sollecitazioni
 Diagramma correttivo per eccentricità negativa con aliquota di parzializzazione pari a 0.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione
 Tipo Tipo combinazione
 Sisma Combinazione sismica
 CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
 CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
 CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
 CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	TAMM - [2]	--	1.51	4.29	12.25	2.06
2	TAMM - [3]	Orizzontale	1.31	3.22	9.98	2.15

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (esprese in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (esprese in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta

Calcolo del carico limite

Calcolo della stabilità globale

Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Culmann

metodo di Meyerhof

metodo di Fellenius

Spinta attiva

Sisma

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo		Foglio 29 di 33

Coefficiente di intensità sismica (percento) 4.00
Forma diagramma incremento sismico Triangolare con vertice in basso

Partecipazione spinta passiva (percento) 0.0
Lunghezza del muro 10.00 [m]
Peso muro 43.7500 [kN]
Baricentro del muro X=-0.17 Y=-2.12

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 1.00 Y = -2.90
Punto superiore superficie di spinta X = 1.00 Y = 0.41
Altezza della superficie di spinta 3.31 [m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale) 0.00 [%]

COMBINAZIONE n° 1

Valore della spinta statica 40.7312 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica 37.5796 [kN]
Componente verticale della spinta statica 15.7101 [kN]
Punto d'applicazione della spinta X = 1.00 [m] Y = -1.85 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 41.80 [%]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche 118.70 [%]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 54.1026 [kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 0.51 [m] Y = -1.14 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 37.5796 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 133.5626 [kN]
Resistenza passiva dente di fondazione -2.7137 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle 39.4148 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle 168.9015 [kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 133.5626 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 37.5796 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0.08 [m]
Risultante in fondazione 138.7487 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 28.14 [%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione 10.7540 [kNm]
Carico ultimo della fondazione 1636.6101 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 2.10 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle 0.7977 [kg/cmq]
Tensione terreno allo spigolo di monte 0.4993 [kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 38.64$ $N'_c = 33.94$
 $N_q = 26.09$ $N'_q = 20.35$
 $N_\gamma = 26.17$ $N'_\gamma = 8.22$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 4.29
Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.51
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 12.25
Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 2.06

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 1

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
b larghezza della striscia espressa in [m]
u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36
Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.25 Y[m]= 2.24

Raggio del cerchio R[m]= 5.61

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -4.65

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 5.33

Larghezza della striscia dx[m]= 0.40

Coefficiente di sicurezza C= 2.06

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	1427.51	75.17	1379.98	1.56	35.00	0.000	0.000
2	2359.23	62.95	2101.24	0.88	35.00	0.000	0.000
3	2908.62	54.92	2380.20	0.69	35.00	0.000	0.000
4	2969.92	48.30	2217.56	0.60	35.00	0.000	0.000
5	2716.85	42.47	1834.51	0.54	35.00	0.000	0.000
6	2855.32	37.15	1724.30	0.50	35.00	0.000	0.000
7	2947.31	32.18	1569.75	0.47	34.01	0.000	0.000
8	3000.71	27.47	1384.37	0.45	33.00	0.000	0.000
9	3020.71	22.96	1178.42	0.43	33.00	0.000	0.000
10	3010.91	18.60	960.14	0.42	33.00	0.000	0.000
11	2986.18	14.34	739.60	0.41	33.00	0.000	0.000
12	2992.57	10.16	528.09	0.41	33.00	0.000	0.000
13	2905.62	6.04	305.85	0.40	33.00	0.000	0.000
14	3151.71	1.95	107.34	0.40	33.00	0.000	0.000
15	1957.47	-2.13	-72.71	0.40	33.00	0.000	0.000
16	1845.58	-6.22	-199.96	0.40	33.00	0.000	0.000
17	1662.10	-10.34	-298.43	0.41	33.00	0.000	0.000
18	1572.50	-14.52	-394.32	0.41	33.00	0.000	0.000
19	1475.20	-18.78	-474.97	0.42	33.00	0.000	0.000
20	1350.51	-23.15	-531.01	0.43	33.00	0.000	0.000
21	1195.88	-27.67	-555.41	0.45	33.00	0.000	0.000
22	1007.67	-32.39	-539.80	0.47	35.00	0.000	0.000
23	780.58	-37.37	-473.80	0.50	35.00	0.000	0.000
24	506.60	-42.71	-343.64	0.54	35.00	0.000	0.000
25	172.63	-48.57	-129.43	0.60	35.00	0.000	0.000

 $\Sigma W_i = 517.6021$ [kN] $\Sigma W_i \sin\alpha_i = 141.1973$ [kN] $\Sigma W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i = 290.5450$ [kN] $\Sigma c_i b_i / \cos\alpha_i = 0.0000$ [kN]

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.9375	0.0020	0.0486
3	0.25	1.8750	0.0162	0.1943
4	0.38	2.8125	0.0546	0.4372
5	0.50	3.7500	0.1295	0.7772
6	0.63	4.6875	0.2530	1.2143
7	0.75	5.6250	0.4372	1.7486
8	0.88	6.5625	0.6942	2.3800
9	1.00	7.5000	1.0362	3.1086
10	1.13	8.4375	1.4754	3.9344
11	1.25	9.3750	2.0239	4.8572
12	1.38	10.3125	2.6937	5.8773
13	1.50	11.2500	3.4972	6.9944
14	1.63	12.1875	4.4464	8.2087
15	1.75	13.1250	5.5534	9.5202
16	1.88	14.0625	6.8305	10.9288
17	2.00	15.0000	8.2897	12.4345
18	2.13	15.9375	9.9432	14.0374
19	2.25	16.8750	11.8031	15.7375
20	2.38	17.8125	13.8816	17.5347
21	2.50	18.7500	16.1903	19.4134

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.08	0.1052	2.6140
3	0.16	0.4159	5.1388
4	0.24	0.9250	7.5745
5	0.32	1.6254	9.9210
6	0.40	2.5100	12.1783
7	0.48	3.6035	15.1464
8	0.56	4.9310	18.0253
9	0.64	6.4852	20.8150
10	0.72	8.2590	23.5156
11	0.80	10.2453	26.1270

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.10	-0.0925	-1.8128
3	0.20	-0.3552	-3.4042
4	0.30	-0.7660	-4.7743
5	0.40	-1.3027	-5.9229
6	0.50	-1.9432	-6.8501
7	0.60	-2.6653	-7.5560
8	0.70	-3.4470	-8.0404
9	0.80	-4.2660	-8.3034
10	0.90	-5.1003	-8.3451
11	1.00	-5.9276	-8.1653

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	37.3432	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	34.4451	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	14.4239	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 1.00	[m]	Y = -1.81	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	41.88	[%]		
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	133.97	[%]		
Incremento sismico della spinta	4.4142	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 1.00	[m]	Y = -0.69	[m]
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	125.49	[%]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	54.1026	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0.51	[m]	Y = -1.14	[m]
Inerzia del muro	1.7500	[kNm]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	2.1641	[kNm]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	43.2308	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	133.9815	[kN]
Resistenza passiva dente di fondazione	-2.7137	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	52.6595	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	169.7811	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	133.9815	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	43.2308	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0.18	[m]
Risultante in fondazione	140.7833	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	32.27	[%]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	23.5590	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1337.2145	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	2.10	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0.9774	[kg/cmq]

Tensione terreno allo spigolo di monte 0.3237 [kg/cmq]

Fattori per il calcolo della capacità portante

$N_c = 38.64$ $N'_c = 31.99$
 $N_q = 26.09$ $N'_q = 19.18$
 $N_\gamma = 26.17$ $N'_\gamma = 6.29$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 3.22
 Coefficiente di sicurezza a scorrimento 1.31
 Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 9.98
 Coefficiente di sicurezza a stabilità globale 2.15

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 2

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kg/cmq]

Metodo di Fellenius

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0.75 Y[m]= 2.24

Raggio del cerchio R[m]= 5.55

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -5.08

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 4.78

Larghezza della striscia dx[m]= 0.39

Coefficiente di sicurezza C= 2.15

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	α (°)	Wsin α	b/cos α	ϕ	c	u
1	597.02	75.14	577.04	1.54	35.00	0.000	0.000
2	1504.79	62.98	1340.59	0.87	35.00	0.000	0.000
3	2002.46	54.96	1639.53	0.69	35.00	0.000	0.000
4	2279.90	48.36	1703.76	0.59	35.00	0.000	0.000
5	2473.46	42.54	1672.18	0.53	35.00	0.000	0.000
6	2609.19	37.22	1578.31	0.50	35.00	0.000	0.000
7	2699.57	32.26	1441.06	0.47	34.41	0.000	0.000
8	2752.30	27.56	1273.62	0.44	33.00	0.000	0.000
9	2772.46	23.06	1085.99	0.43	33.00	0.000	0.000
10	2797.19	18.70	896.99	0.42	33.00	0.000	0.000
11	2808.43	14.46	701.14	0.41	33.00	0.000	0.000
12	2748.03	10.29	490.91	0.40	33.00	0.000	0.000
13	2975.68	6.18	320.27	0.40	33.00	0.000	0.000
14	1740.12	2.10	63.73	0.39	33.00	0.000	0.000
15	1797.70	-1.97	-61.82	0.39	33.00	0.000	0.000
16	1629.33	-6.05	-171.72	0.40	33.00	0.000	0.000
17	1584.14	-10.16	-279.45	0.40	33.00	0.000	0.000
18	1515.28	-14.32	-374.91	0.41	33.00	0.000	0.000
19	1421.59	-18.57	-452.69	0.42	33.00	0.000	0.000
20	1301.35	-22.92	-506.84	0.43	33.00	0.000	0.000
21	1152.15	-27.42	-530.58	0.44	33.00	0.000	0.000
22	970.50	-32.11	-515.89	0.47	35.00	0.000	0.000
23	751.39	-37.06	-452.84	0.49	35.00	0.000	0.000
24	487.23	-42.36	-328.30	0.53	35.00	0.000	0.000
25	165.74	-48.16	-123.48	0.59	35.00	0.000	0.000

$\Sigma W_i = 446.5724$ [kN]

$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 107.7433$ [kN]

$\Sigma W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i = 256.0345$ [kN]

$\Sigma c_i b_i / \cos \alpha_i = 0.0000$ [kN]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-IN1T-0X-001_A00 Relazione di calcolo		Foglio 33 di 33

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.13	0.9375	0.0206	0.3442
3	0.25	1.8750	0.0895	0.7722
4	0.38	2.8125	0.2172	1.2842
5	0.50	3.7500	0.4141	1.8801
6	0.63	4.6875	0.6907	2.5599
7	0.75	5.6250	1.0576	3.3236
8	0.88	6.5625	1.5251	4.1712
9	1.00	7.5000	2.1038	5.1027
10	1.13	8.4375	2.8043	6.1182
11	1.25	9.3750	3.6369	7.2175
12	1.38	10.3125	4.6122	8.4008
13	1.50	11.2500	5.7406	9.6679
14	1.63	12.1875	7.0326	11.0190
15	1.75	13.1250	8.4988	12.4540
16	1.88	14.0625	10.1496	13.9729
17	2.00	15.0000	11.9955	15.5757
18	2.13	15.9375	14.0471	17.2624
19	2.25	16.8750	16.3146	19.0330
20	2.38	17.8125	18.8088	20.8876
21	2.50	18.7500	21.5395	22.8105

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.08	0.1601	3.9706
3	0.16	0.6301	7.7459
4	0.24	1.3943	11.3257
5	0.32	2.4370	14.7102
6	0.40	3.7427	17.8994
7	0.48	5.3277	21.6931
8	0.56	7.2084	25.2915
9	0.64	9.3691	28.6946
10	0.72	11.7943	31.9022
11	0.80	14.4683	34.9145

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 2

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0.00	0.0000	0.0000
2	0.10	-0.1758	-3.4521
3	0.20	-0.6775	-6.5169
4	0.30	-1.4663	-9.1943
5	0.40	-2.5035	-11.4845
6	0.50	-3.7503	-13.3873
7	0.60	-5.1680	-14.9028
8	0.70	-6.7179	-16.0310
9	0.80	-8.3613	-16.7718
10	0.90	-10.0594	-17.1254
11	1.00	-11.7735	-17.0916