



**COMMISSARIO di GOVERNO**  
*per il contrasto del dissesto idrogeologico nella Regione Siciliana*

**MESSA IN SICUREZZA E RIFUNZIONALIZZAZIONE DELLA  
STRADA DI COLLEGAMENTO CENTRO ABITATO - FRAZIONE  
PECORINI A MARE - FILICUDI (ME)**

Patto per il SUD-ME\_17821 Lipari - Filicudi - Codice Caronte SI\_1\_17821 - CUP J69D16002060001

**PROGETTO ESECUTIVO**

Coordinamento e integrazione  
delle prestazioni specialistiche

Ing. D. Majolino (IENCON-NETEC)

Geologia

Dott. F. Cannavò, Dott. M. Orifici (ORION)

Progettazione Geotecnica

PhD Ing. I. Cavarretta (IENCON-CDG)

Progettazione Idraulica e Stradale

PhD Ing. I. Cavarretta, Ing. S. Merlino (IENCON-CDG-NETEC)

Progettazione Strutturale

PhD Ing. I. Cavarretta (IENCON-CDG)

Progettazione Paesaggistica

Arch. B. Versaci (ORION)

Progettazione Ambientale

Ing. S. Merlino (IENCON-NETEC)

Coordinamento sicurezza in progettazione

Ing. M. Brancatelli (ORION)

Cantierizzazione e interferenze

Ing. M. Brancatelli (ORION)

Elaborati Economici

Ing. G. Baratta (IENCON-NETEC)

Sistema Gestione Qualità

Ing. L. Gangitano (IENCON-CDG)

**Visto:**

il R.U.P.

Arch. Mirko Ficarra

**Raggruppamento temporaneo:**



CIVIL DESIGN GROUP  
C.D.G. INGEGNERIA



DATA:

--/--/--

CONSORTILE MANDATARIA - s.c.a.r.l.

CONSORZIATE ESECUTRICI - s.r.l.

SOCIETÀ MANDANTE - s.r.l.s.

**Relazioni tecniche e relazioni specialistiche**  
**Relazione strutturale**

codice progetto			nome file				REVISIONE	SCALA
progetto liv. prog. n. prog.			T00_IM00_IMP_RE01_C					
F I L I 2 4	E	0 0 0 1	opera/ progr.	ambito/progr.	cod. disciplina	cod. tipo elab.		
F I L I 2 4	E	0 0 0 1	T 0 0	I M 0 0	I M P	R E 0 1	C	-
C	Terza emissione				Settembre 2024	Ing. F. Cucè	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino
B	Seconda emissione				Luglio 2024	Ing. F. Cucè	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino
A	Prima emissione				Marzo 2024	Ing. F. Cucè	PhD. Ing. I. Cavarretta	Ing. S. Merlino
REV.	MOTIVO DELLA REVISIONE				DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1. Premessa .....</b>	<b>2</b>
<b>2. Norme di riferimento e materiali.....</b>	<b>3</b>
<b>3. Caratteristiche terreni .....</b>	<b>4</b>
<b>4. Modellazione, Analisi e verifiche.....</b>	<b>5</b>
4.1. Tombini .....	5
4.2. Pozzetti .....	12
<b>5. Verifiche del coperchio del pozzetto di sbocco.....</b>	<b>20</b>
<b>6. Verifiche delle griglie a barre all'imbocco dei tombini.....</b>	<b>23</b>
<b>7. Conclusioni .....</b>	<b>25</b>

## **1. Premessa**

Il Commissario di Governo per il contrasto del dissesto idrogeologico nella Regione Siciliana ex legibus n. 116/2014 e n. 164/2014 ha affidato allo scrivente RTP il servizio di Studio geologico, Progettazione definitiva, Progettazione esecutiva, Coordinamento Sicurezza in fase di Progettazione e le indagini geognostiche inerenti gli interventi di "Messa in sicurezza e rifunzionalizzazione della strada di collegamento centro abitato - frazione di Pecorini a mare - Filicudi (ME)".

Nel presente elaborato si riportano i risultati dello studio di ingegneria strutturale svolto in ambito alla Fase Uno del servizio, per la parte riguardante la progettazione esecutiva degli interventi sopra menzionati.

Lo studio è stato condotto sulla base di tutte le indagini svolte e con riferimento alla cartografia regionale 1:10000 ed a quella relativa ad una rilevante parte dell'isola di Filicudi redatta a scala 1:2000 e dedotta da aerofoto del 2004 e fa seguito a tutti i risultati ottenuti nel corso della progettazione definitiva e corroborati dai positivi riscontri ottenuti durante l'esperimento della conferenza di servizi.

Nel presente elaborato, al Capitolo 2 si richiamano le norme di riferimento ed in particolare le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) 2018 e relativa circolare esplicativa, e si illustrano le caratteristiche dei materiali strutturali impiegati. Il Capitolo 3 espone la caratterizzazione geotecnica dei terreni e delle rocce nell'intorno significativo dei tombini idraulici previsti in progetto. Il Capitolo 4 riporta i risultati delle verifiche svolte, che hanno riguardato i tombini ed i relativi pozzetti di estremità. Al Capitolo 5 sono illustrate le verifiche del coperchio del pozzetto di sbocco previsto per i pozzetti più profondi e prossimi al bordo strada. Nel Capitolo 6 sono riportate le verifiche strutturali delle griglie da formarsi in officina a corredo delle caditoie nei pozzetti a monte dei tombini. Il Capitolo 7 espone le conclusioni dello studio svolto con le rispettive valutazioni finali sui rilevanti incrementi dei livelli di sicurezza raggiungibili a seguito della attuazione del presente progetto, al fine di illustrarne i conseguiti obiettivi di miglioramento in tema di messa in sicurezza e rifunzionalizzazione.

## **2. Norme di riferimento e materiali**

I calcoli sono stati sviluppati in conformità alle seguenti norme:

- Circ. 21/01/2019, n.7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018";
- D.M. Infrastrutture 17/01/2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni";
- D.M. 11/3/88 "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".

Il calcestruzzo impiegato per i getti in opera è del C25/30 da porre in opera con rapporto acqua/cemento 0.5 e da vibrare adeguatamente fino alla stabilizzazione del volume nei vani di getto.

Il calcestruzzo prefabbricato impiegato per la formazione della carpenteria curva inglobata volta dei tombini è del tipo 42.5R vibro compresso conforme alle norme UNI-EN 681.1.

L'acciaio di armatura dei coperchi dei pozzetti, ove presenti, è del tipo INOX AISI 304 la sua accettazione in cantiere è da subordinarsi a prove speditive di attrazione magnetica con confronto rispetto a una barra campione di acciaio INOX AISI 304.

### 3. Caratteristiche terreni

Come da relazione geologica e geotecnica e tenuto conto dei maggiori locali addensamenti che nello strato superficiale del sottosuolo sono indotti dal transito dei mezzi, e come più diffusamente spiegato anche per altri aspetti nella relazione geotecnica, ai fini della verifica del generico condotto sottostrada che collega i due pozzetti, si sono attribuiti ai terreni ivi presenti i seguenti parametri geotecnici:

#### TERRENI E ROCCE DI FONDAZIONE

- Densità  $\rho$ : 2250 kg/m<sup>3</sup>;
- Peso dell'unità di volume  $\gamma$ : 22,07 kN/m<sup>3</sup>;
- Angolo di attrito  $\phi'$ : 38°;
- Angolo di attrito terreno-strutture  $\delta'$ : 25°;
- Coesione  $c'$ : 5 kN/m<sup>2</sup>;

#### MATERIALI DI RINFIANCO

- Densità  $\rho$ : 2100 kg/m<sup>3</sup>;
- Peso dell'unità di volume  $\gamma$ : 20.59 kN/m<sup>3</sup>;
- Angolo di attrito  $\phi'$ : 42°;
- Angolo di attrito terreno-struttura  $\delta'$ : 28°;
- Coesione  $c'$ : 6 kN/m<sup>2</sup>;

Nella correlazione  $\gamma = \rho g$  fra densità  $\rho$  e peso dell'unità di volume  $\gamma$  si è assunto un valore dell'accelerazione di gravità  $g$  pari a 9.807m/s<sup>2</sup>.

Nei calcoli di deformazione, con riferimento alle semplici caratteristiche del modello costitutivo adoperato per il sottosuolo in esame, si sono assunti i seguenti valori delle costanti di Winkler per entrambi i termini sopra considerati:

- Costante di Winkler orizzontale  $k_H$ : 0,6 kN/cm<sup>3</sup>;
- Costante di Winkler verticale  $k_V$ : 0,3 kN/cm<sup>3</sup>.

Tenuto conto del limitato livello di confidenza raggiunto con tale caratterizzazione si è ritenuto opportuno eseguire una analisi di sensibilità delle principali e più gravose verifiche in questione ed esse sono state eseguite mantenendo gli stessi valori delle costanti di Winkler ma attribuendo ai terreni circostanti il tombino (sia in rinfiango e sia in fondazione) le stesse caratteristiche fisico meccaniche considerate nelle verifiche di stabilità dei versanti, laddove il sottosuolo piroclastico è stato caratterizzato con i parametri:

$$\rho = 1840 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 38^\circ \quad S < 1$$

## 4. Modellazione, Analisi e verifiche

### 4.1. Tombini

I tombini sono costituiti di calcestruzzo ordinario gettato in opera contro terra nei cavi di attraversamento previa disposizione di adeguata carpenteria all'intradosso dei piedritti ed in calotta laddove il getto viene contenuto da un semitubo prefabbricato di calcestruzzo compresso per centrifugazione anche detto genericamente "vibrocompresso".

Le verifiche dei condotti idraulici interrati che collegano sotto strada i pozzetti rispettivamente posti a monte ed a valle di essi, sono state svolte in condizioni bidimensionali, e cioè con riferimento alla sezione retta del manufatto. In particolare, ci si è riferiti alle configurazioni dei tombini 5 e 9, che dal punto di vista strutturale sono le più significative e conservative fra tutte quelle in questione. Si riportano di seguito le sezioni suddette, rispettivamente alle Figure 1 e 2.

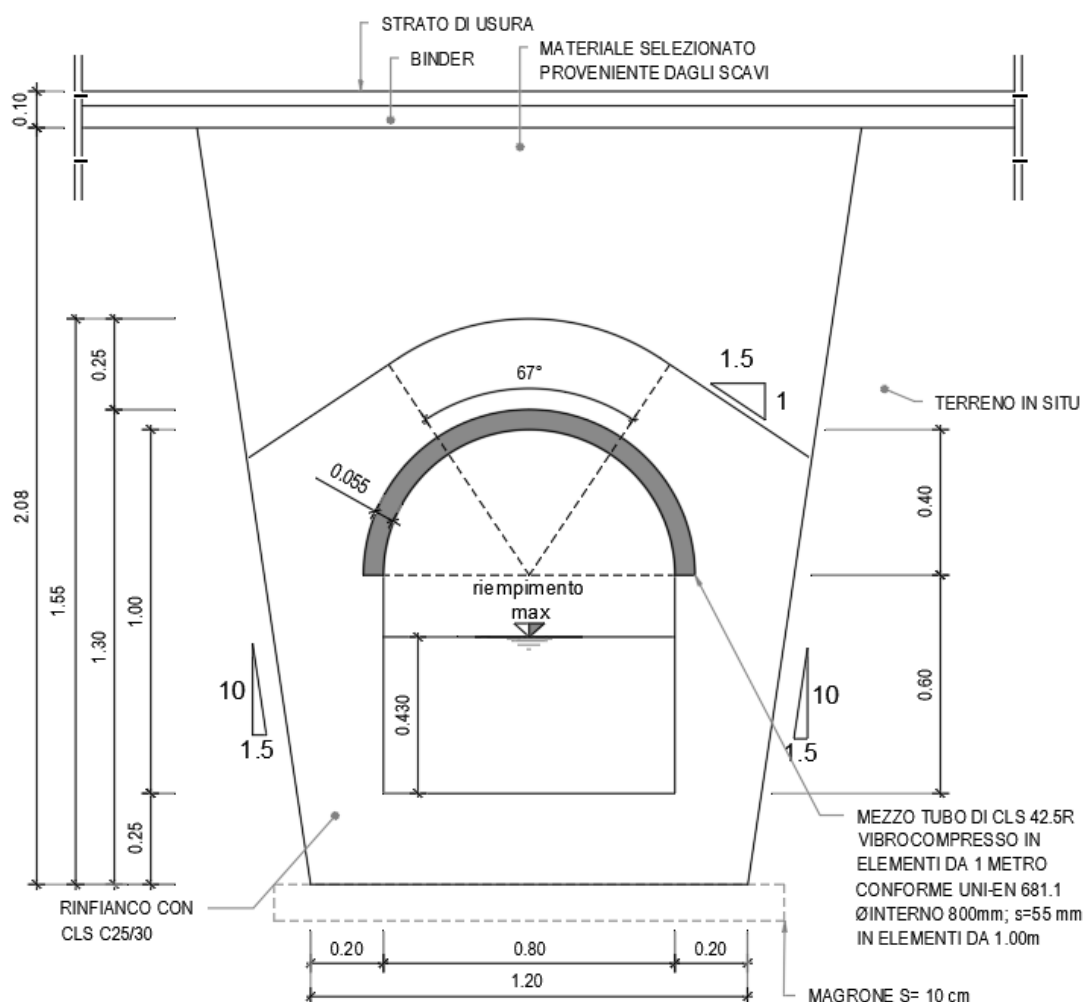


Figura 1 - Sezione trasversale del Tombino 5

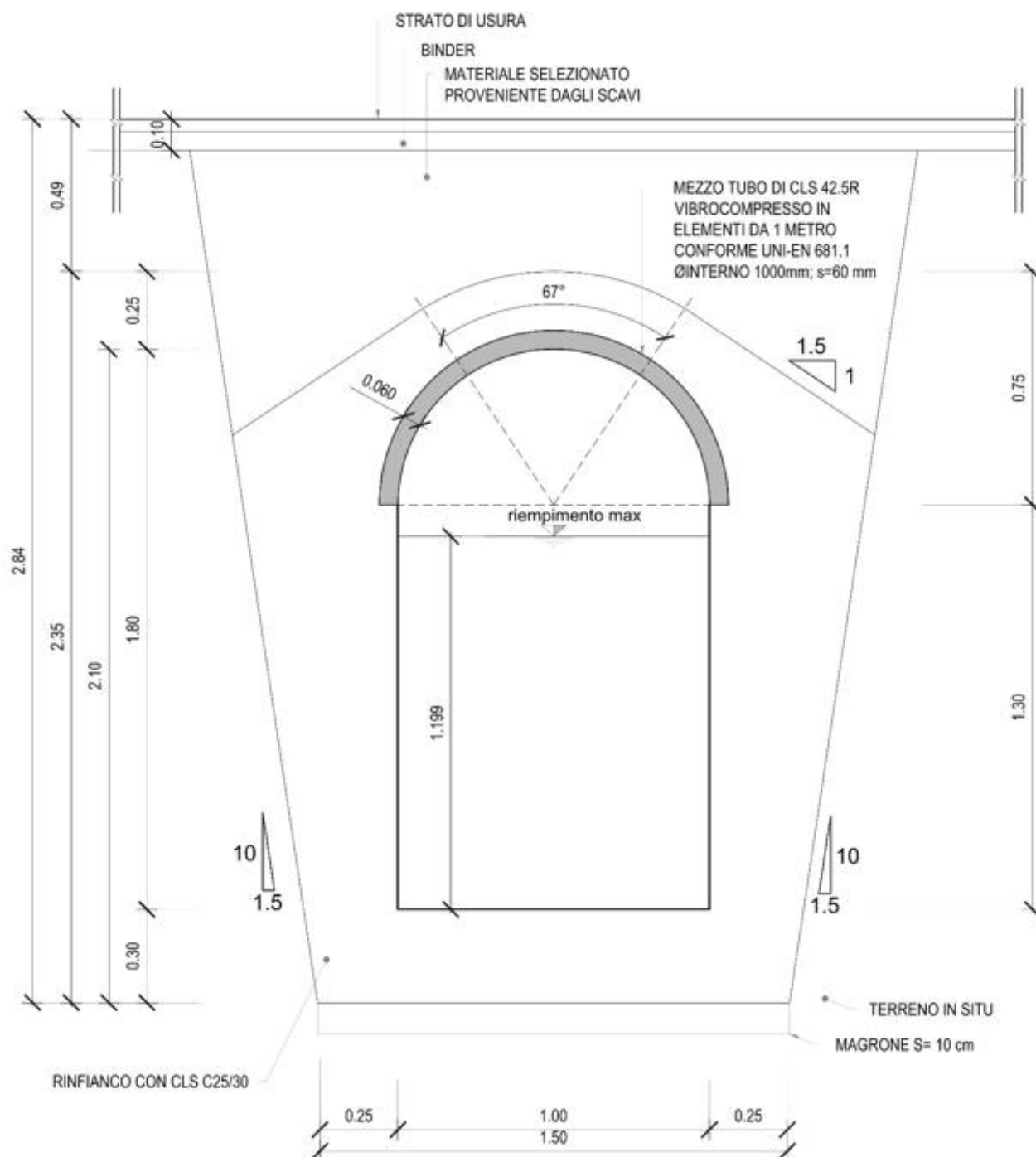


Figura 2 - Sezione trasversale del Tombino 9

Le verifiche sono state svolte considerando un tirante d'acqua nullo nel tombino, in modo da minimizzare le spinte idrostatiche che risultano stabilizzanti rispetto ai maggiori carichi agenti all'estradosso dei manufatti.

La resistenza dei tombini sotto i carichi di esercizio è stata verificata con riferimento al tombino 9, da realizzarsi per attraversamento del Vallone dei Pazzi, che è quello di maggiore diametro e di maggiore altezza interna. In linea cautelativa è stato considerato un carico distribuito sulla carreggiata in una area di  $0.45 \times 0.30 \text{ m}^2$  (direzione longitudinale  $\times$  direzione trasversale) del valore di 100kN. Con una diffusione dei carichi a  $45^\circ$  nel sottofondo carreggiata, tale carico si può considerare

distribuito su l'intera larghezza dell'arco mediano della volta del tombino, che ha un diametro di 1.3m (cfr. tavola di progetto con illustrazione della carpenteria) e su una lunghezza di sviluppo assiale della volta pari ad 1.0m.

Si è determinato quindi lo stato tensionale nella volta ideale di diametro 1.3m e sviluppo assiale pari a 1.0m, quando essa è sottoposta ad un carico verticale uniformemente distribuito di  $100/(1.3 \times 1.0) = 76.9 \approx 77 \text{ kN}$ . I calcoli sono stati svolti con l'ausilio del programma Arco (Gelfi, 2002).

I risultati (Figura 3) dimostrano che la linea risultante dei carichi al centro dell'arco è sempre compresa dentro il terzo medio della sezione e che le tensioni sono quindi sempre di compressione con valore

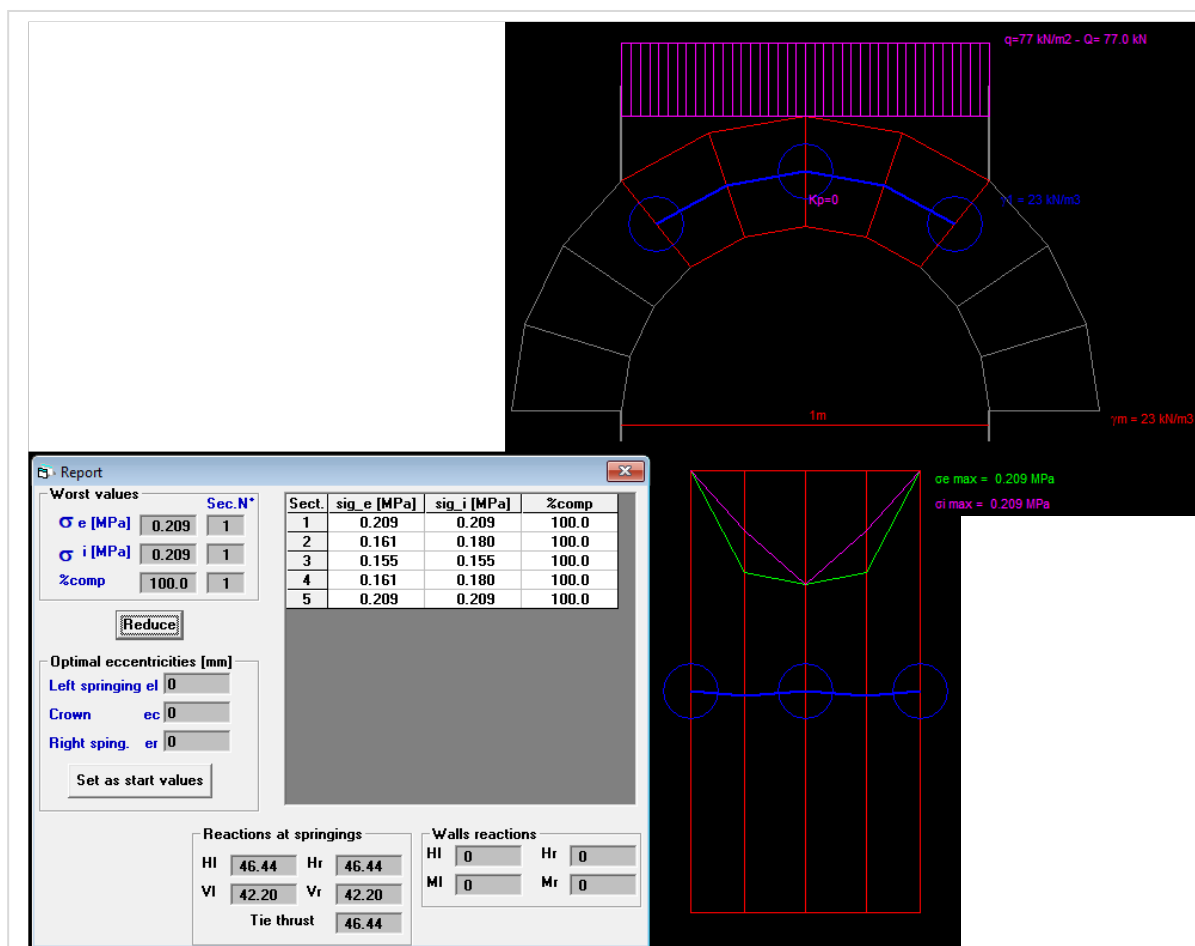


Figura 3 - Risultati dell'analisi statica del tombino di maggiore luce (Tombino 9)

massimo pari a 0.21MPa. Tale valore è ampiamente inferiore alla resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo che è pari a 25MPa.

Tale risultato dimostra che i condotti dei tombini potranno eseguirsi con volta a botte di congruo spessore, non armata.

Il Tombino 5 (Figura 1) è stato anche modellato con riferimento alla sua sezione più gravosa per quanto concerne il passaggio dei mezzi più pesanti, ovvero quella in cui il ricoprimento è minimo (15 cm). Ai fini cautelativi, per massimizzare i momenti flettenti ed i tagli sui piedritti è stata altresì considerata la sezione idraulica in assenza di acque e pertanto in assenza di spinta idrostatica stabilizzante sul paramento interno, e con un carico esterno



gravante in calotta generato sia dalla pavimentazione stradale, sia dal traffico stradale standard, così come di seguito elencato:

- Pavimentazione stradale (binder + usura): 1,8 kN/m<sup>2</sup>;
- Traffico stradale: 20 kN/m<sup>2</sup>;

Le analisi previste dalle norme sono state condotte agli stati limite, sia in fase statica sia in fase sismica. Sono stati valutati sia gli SLU, sia gli SLE. Per la modellazione si è impiegato il codice SCAT della Aztec, di cui la scrivente CDG Ingegneria detiene la licenza. I parametri considerati sono illustrati in Tabella 1.

Caratteristiche Terreno (Valori caratteristici)			
<b>Strato superiore (ricoprimento)</b>			
Descrizione	Terreno di ricoprimento	Spessore ricoprimento [m]	0.15
Peso di volume [kN/mc]	20.5943	Peso di volume saturo [kN/mc]	20.5943
Coesione [kg/cm <sup>q</sup> ]	0.06	Angolo di attrito (°)	48.00
<b>Strato intermedio (rinfianco)</b>			
Descrizione	Terreno di rinfianco		
Peso di volume [kN/mc]	20.5900	Peso di volume saturo [kN/mc]	20.5900
Angolo di attrito (°)	42.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	28.00
Coesione [kg/cm <sup>q</sup> ]	0.06	Costante di Winkler [kg/cm <sup>q</sup> /cm]	60.00
<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a sinistra presente		<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a destra presente	
<b>Strato inferiore (fondazione)</b>			
Descrizione	Terreno di base	<input type="checkbox"/> Strato impermeabile	
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>q</sup> ]	0.05	Adesione [kg/cm <sup>q</sup> ]	0.02
Tensione limite [kg/cm <sup>q</sup> ]	2.00	Costante di Winkler [kg/cm <sup>q</sup> /cm]	30.00
Tensione di progetto, usata per confronto con le pressioni di contatto			

Tabella 1 - Parametri considerati nella verifica del Tombino 5 con parametri caratteristici

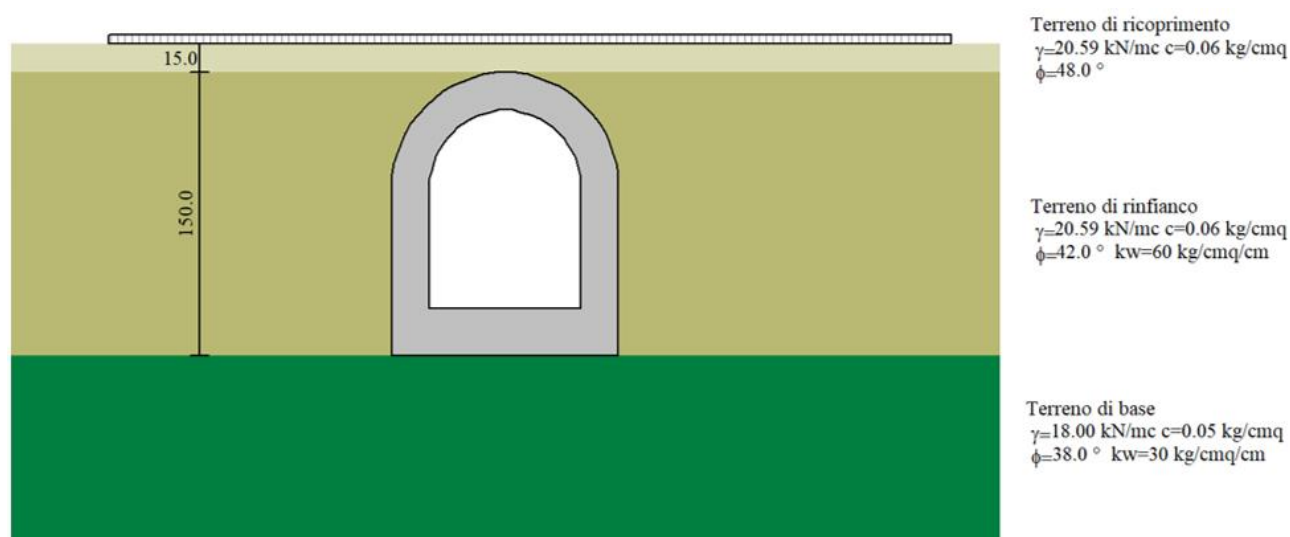


Figura 4 - Sezione schematica di calcolo per la verifica del Tombino 5 con parametri caratteristici

Dall'analisi sono stati estrapolati i valori corrispondenti alle condizioni più gravose tra quelle agli SLU, SLE, SLV, SLD per effettuare le verifiche previste dalle norme. Le stesse verifiche, condotte con un foglio di calcolo predisposto ad hoc, hanno dato tutte esito positivo. Di seguito si riporta la Tabella 2 con la sintesi delle verifiche relative alla combinazione più gravosa per ognuno degli elementi analizzati (Calotta, Piedritti e Fondazione).

Caratteristiche del calcestruzzo		ID. TOMBINO	VALORI DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME (ricoprimento: 0.15 m; carico stradale tipo standard (20 kN/m <sup>2</sup> ); pacchetto pav. stradale sp. 11 cm)		CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE DI CALCOLO DEL TOMBINO			TENSIONI MASSIME ALL'INTRADOSSO E ALL'ESTRADOSSO DELLA SEZIONE DI CALCOLO		verifica sezione	
Resistenza a compressione cilindrica di progetto			SEZIONE TIPO n° 5	N [kN]	M [kN m]	s [m]	W [m <sup>3</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>estr</sub> [MPa]	σ <sub>intr</sub> [MPa]	verifica tensionale della sezione
f <sub>cd</sub> [MPa] 14.17			Sezione TRAVERSO	17.48	1.48	0.1	0.00167	0.1	1.06	-0.71	
Resistenza a trazione di progetto			Sezione PIEDRITTI	22.38	-1.5	0.2	0.00667	0.2	-0.11	0.34	
f <sub>ctd</sub> [MPa] 1.2			Sezione FONDAZIONE	3.25	4.03	0.25	0.01042	0.25	0.40	-0.37	
convenzione simboli											
compressione "+"											
trazione "-"											

Tabella 2 - Risultati della verifica strutturale del Tombino 5 con parametri caratteristici

Per una analisi di sensibilità delle verifiche inerenti il tombino, si è poi cautelativamente assunto che il terreno circostante il manufatto, sia in rinfiando e sia in fondazione, abbia gli stessi valori delle costanti di Winkler considerati nelle verifiche sopra esposte, e che sia dotato delle stesse caratteristiche fisico meccaniche considerate nelle verifiche di stabilità dei versanti, laddove il sottosuolo piroclastico è stato caratterizzato con i parametri:

$$\rho = 1840 \text{ kg/m}^3 \quad \gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 5 \text{ kN/m}^2 \quad \phi' = 38^\circ \quad S < 1$$

Anche in tal caso le analisi previste dalle norme sono state condotte agli stati limite, sia in fase statica sia in fase sismica. Sono stati valutati sia gli SLU, sia gli SLE. I parametri considerati nell'uso del codice SCAT, già sopra introdotto, sono illustrati in Tabella 3.

## Caratteristiche Terreno (Valori caratteristici)

Strato superiore (ricoprimento)			
Descrizione	Terreno di ricoprimento	Spessore ricoprimento [m]	0.15
Peso di volume [kN/mc]	20.5943	Peso di volume saturo [kN/mc]	20.5943
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.06	Angolo di attrito (°)	48.00
Strato intermedio (rinfiango)			
Descrizione	Terreno di rinfiango		
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	60.00
<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a sinistra presente		<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a destra presente	
Strato inferiore (fondazione)			
Descrizione	Terreno di base	<input type="checkbox"/> Strato impermeabile	
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Adesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.02
Tensione limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	2.00	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	30.00
Tensione di progetto, usata per confronto con le pressioni di contatto			

Tabella 3 - Parametri considerati nella verifica del Tombino 5 con parametri cautelativi

In Figura 5 si riporta la sezione schematica di calcolo del manufatto oggetto di verifica. Anche in tal caso dall'analisi sono stati estrapolati i valori corrispondenti alle condizioni più gravose tra quelle agli SLU, SLE, SLV, SLD per effettuare le verifiche previste dalle norme. Le stesse verifiche, condotte con un foglio di calcolo predisposto ad hoc, hanno dato tutte esito positivo.

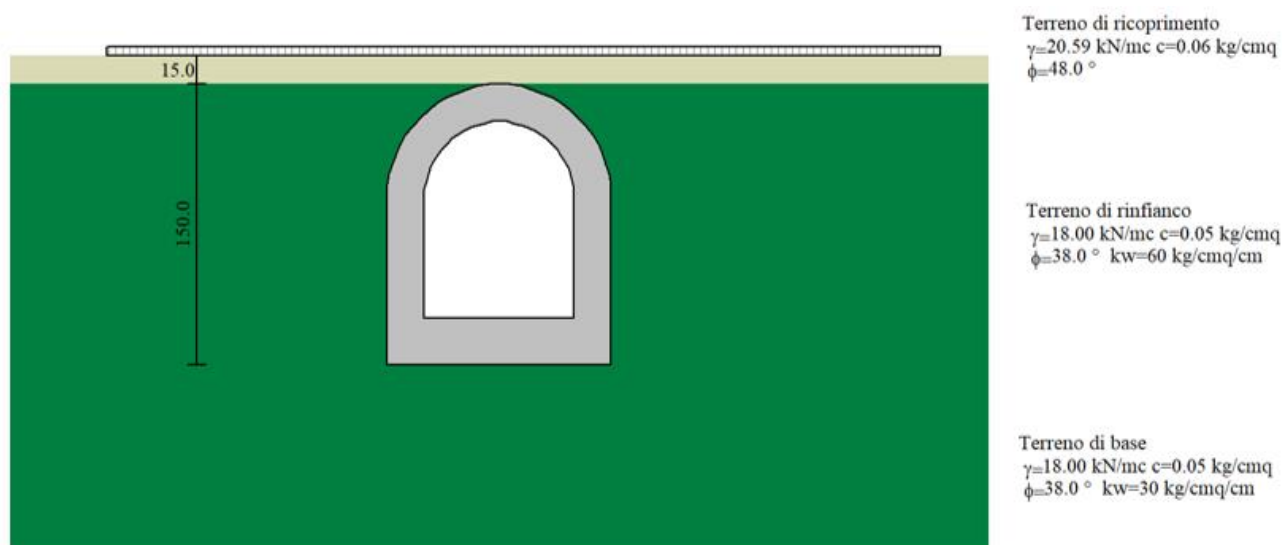


Figura 5 - Sezione schematica di calcolo per la verifica del Tombino 5 con parametri cautelativi

Di seguito si riporta la Tabella 4 con la sintesi delle verifiche relative alla combinazione più gravosa per ognuno degli elementi analizzati (Calotta, Piedritti e Fondazione).

Caratteristiche del calcestruzzo	ID. TOMBINO	VALORI DELLE SOLLECITAZIONIMASSIME (ricoprimento: 0.15 m; carico stradale tipo standard (20 kN/m <sup>2</sup> ); pacchetto pav. stradale sp.11 cm)		CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE DI CALCOLO DEL TOMBINO			TENSIONIMASSIME ALL'INTRADOSSO E ALL'ESTRADOSSO DELLA SEZIONE DI CALCOLO		verifica sezione
Resistenza a compressione cilindrica di progetto $f_{cd}$ [MPa] 14.17	SEZIONE TIPO n° 5	N [kN]	M [kN m]	s [m]	W [m <sup>3</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{estrad}$ [MPa]	$\sigma_{intrad}$ [MPa]	verifica tensionale della sezione
	Sezione TRAVERSO	17.31	1.38	0.1	0.00167	0.1	1.00	-0.65	verifica
Resistenza a trazione di progetto $f_{ctd}$ [MPa] 1.2	Sezione PIEDRITTI	22.2	-1.58	0.2	0.00667	0.2	-0.13	0.35	verifica
	Sezione FONDAZIONE	3.8	3.91	0.25	0.01042	0.25	0.39	-0.36	verifica
convenzione simboli									
compressione "+"									
trazione "-"									

Tabella 4 - Risultati della verifica strutturale del Tombino 5 con parametri cautelativi

Infine si è considerata la condizione del tombino di massima altezza (Tombino 9) e si sono in tal caso applicate le stesse condizioni cautelative assunte nella seconda verifica svolta per il Tombino 5. I dati di ingresso, lo schema di calcolo ed i risultati ottenuti sono rispettivamente illustrati nella Tabella 5, nella Figura 6 e nella Tabella 6.

#### Caratteristiche Terreno (Valori caratteristici)

Strato superiore (ricoprimento)			
Descrizione	Terreno di ricoprimento	Spessore ricoprimento [m]	0.15
Peso di volume [kN/mc]	20.5943	Peso di volume saturo [kN/mc]	20.5943
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.06	Angolo di attrito (°)	48.00
Strato intermedio (rinfiango)			
Descrizione	Terreno di rinfiango		
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	60.00
<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a sinistra presente		<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a destra presente	
Strato inferiore (fondazione)			
Descrizione	Terreno di base	<input type="checkbox"/> Strato impermeabile	
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Adesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.02
Tensione limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	2.00	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	30.00
Tensione di progetto, usata per confronto con le pressioni di contatto			

Tabella 5 - Parametri considerati nella verifica del Tombino 9 con parametri cautelativi

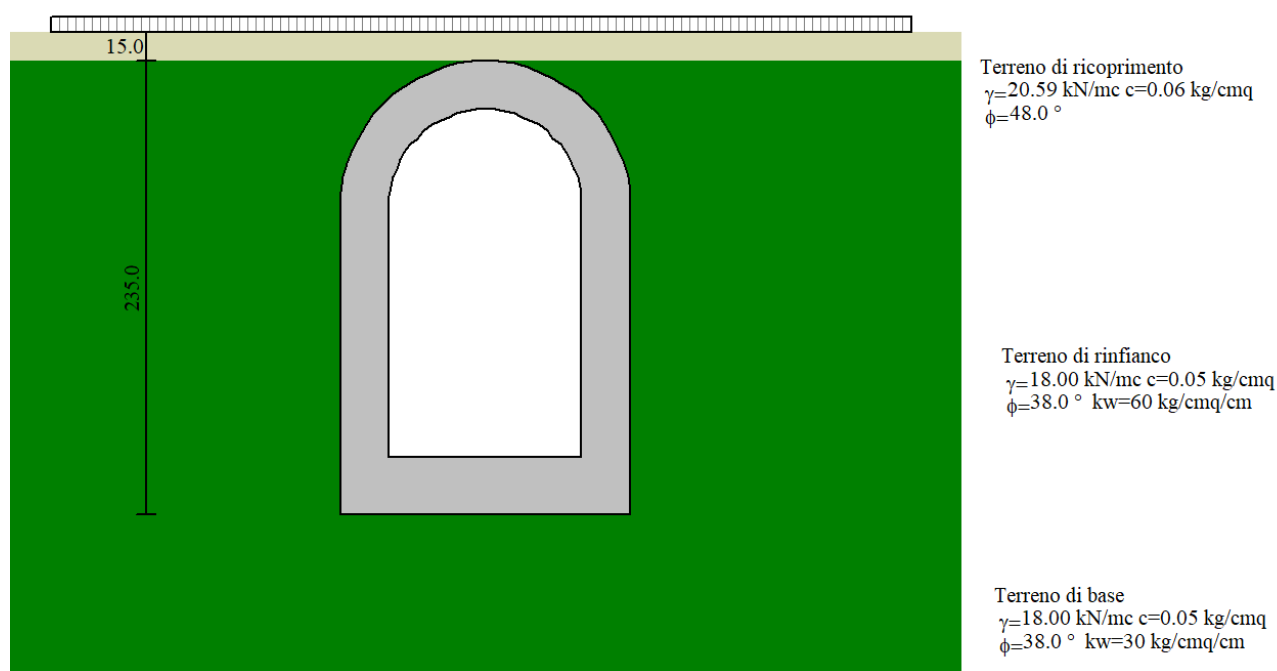


Figura 6 - Sezione schematica di calcolo per la verifica del Tombino 9 con parametri cautelativi

Caratteristiche del calcestruzzo		ID. TOMBINO	VALORI DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME (ricoprimento: 0,15 m; carico: stradale tipo standard (20 kN/ml), pacchetto pav. stradale sp 11 cm)			CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE DI CALCOLO DEL TOMBINO			TENSIONI MASSIME ALL'INTRADOSSO E ALL'ESTRADOSSO DELLA SEZIONE DI CALCOLO		verifica sezione		
<u>Resistenza a compressione cilindrica di progetto</u>			SEZIONE TIPO n° 5			N [kN]	M [kN m]	s [m]	W [m <sup>3</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	σ estrad [MPa]	σ intrad [MPa]	verifica tensionale della sezione
f <sub>cd</sub> [MPa]	14.17		Sezione TRAVERSO		24.25	1.85	0.1	0.00167	0.1	1.35	-0.87	verifica	
<u>Resistenza a trazione di progetto</u>			Sezione PIEDRITTI		35.7	-4.18	0.25	0.01042	0.25	-0.26	0.54	verifica	
f <sub>ctd</sub> [MPa]	1.2		Sezione FONDAZIONE		9.77	6.93	0.3	0.015	0.3	0.49	-0.43	verifica	
		convenzione simboli											
		compressione "+"											
		trazione "-"											

Tabella 6 - Risultati della verifica strutturale del Tombino 9 con parametri cautelativi

#### 4.2. Pozzetti

Anche i pozzetti a margine dei tombini funzioneranno come strutture di calcestruzzo ordinario a gravità. Essi sono stati verificati con ipotesi cautelative analizzandone la resistenza a pressoflessione nei punti della muratura più sollecitati. Le verifiche sono state svolte con riferimento al caso più gravoso localizzato allo sbocco del Tombino 9, che è quello di maggiore altezza.

Le sezioni di riferimento considerate per la verifica del pozzetto di riferimento sono riportate in Figura 7. Nel calcolo il pozzetto è stato schematizzato con bordo superiore orizzontale e con altezza complessiva di 3.07m sul piano di posa, così come risulta dalla somma dello spessore della fondazione (0.3m) più l'altezza media del terrapieno misurata rispetto al fondo interno del pozzetto (2.77m).

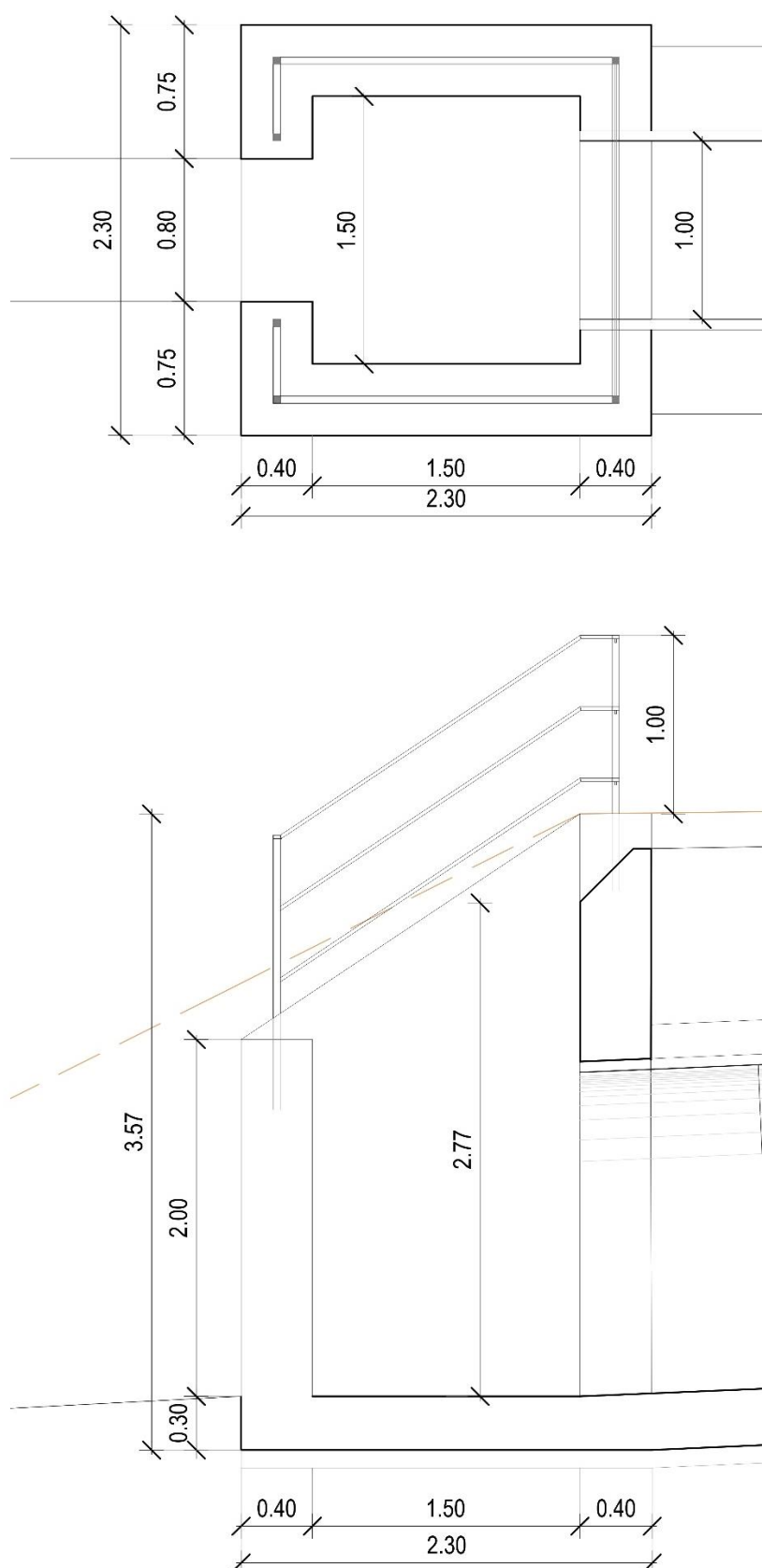
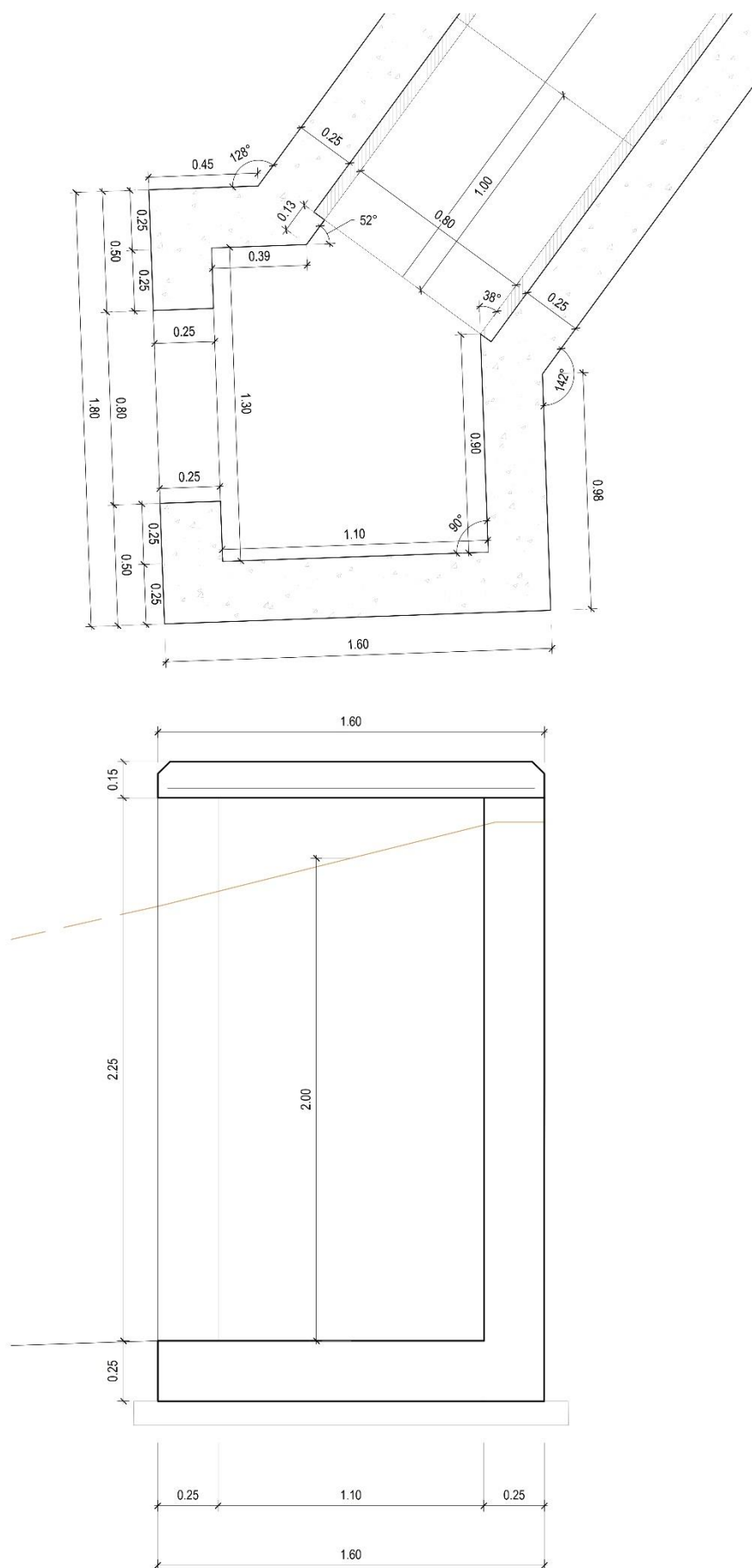


Figura 7 - Sezioni di riferimento per la verifica del pozzetto di sbocco del Tombino 9.

In una **prima fase delle verifiche** si è al riguardo considerato un tratto di parete laterale del pozzetto alto 1m nella parte di massima spinta del terreno di rinfilanco e cioè



nel tratto più basso della parete, considerando che alla ripresa di getto fra platea di



fondazione e parete sussista un giunto strutturale capace di trasmettere solo sforzi di taglio per attrito fra le due parti di calcestruzzo.

In tali cautelative ipotesi lo schema di calcolo rilevante si riduce alla analisi di una trave di calcestruzzo soggetta a pressoflessione incastrata alle estremità, dove il momento flettente è dato dalla azione delle spinte del terrapieno a tergo della parete e lo sforzo normale è dato dalla azione delle spinte a tergo delle pareti perpendicolari a quella di calcolo.

Sono stati presi in esame due casi estremi:

Pozzetto di sbocco 9 con massima larghezza e massimo spessore delle pareti (40cm, vedi tavola di carpenteria Tombino 9);

Pozzetto di sbocco 5 con minima larghezza e minimo spessore delle pareti (25cm, vedi tavola di carpenteria Tombino 5). **g**

Le verifiche sono state svolte con l'ausilio di un foglio di calcolo scritto per il caso in esame. I dati di ingresso ed i risultati sono illustrati alle Tabelle 7 e 8, con:

$h$	altezza media del terrapieno a tergo della parete di calcolo
$h_l$	altezza media del terrapieno a tergo della parete normale a quella di calcolo lato valle
$L$	larghezza del pozzetto misurata in asse alla struttura
$l$	larghezza dell'estradosso della parete normale a quella di calcolo lato valle
$\phi$	angolo di resistenza al taglio del terrapieno, ipotizzato incoerente
$\phi_{cls}$	angolo di attrito lungo la ripresa di getto platea-parete, ipotizzata incoerente
$\gamma$	peso dell'unità di volume del terrapieno
$\gamma_{cls}$	peso dell'unità di volume del calcestruzzo
$K_0$	coefficiente di spinta laterale a riposo pari a $1 - \sin\phi$
$\sigma_h$	tensione orizzontale massima agente sulla parete di calcolo del pozzetto
$\sigma_{hl}$	tensione orizzontale massima agente sulla parete normale a quella di calcolo lato valle
$R^*$	risultante della spinta del terreno distribuita sulla parete di calcolo
$N$	carico verticale distribuito sulla ripresa di getto attritiva
$F_r$	forza di attrito distribuita alla base della parete di calcolo, antagonista rispetto a $R^*$
$M$	Momento flettente massimo agente sulla parete di calcolo
$N_l$	Sforzo Normale agente sulla parete di calcolo
$M_r$	Momento resistente
$F$	rapporto fra $M_r$ ed $M$

h	2.24 m
h <sub>l</sub>	1.71 m
L	1.90 m
l	0.75 m
φ	35.00 °
φ	0.61 rad
φ <sub>cls</sub>	44.00 °
φ <sub>cls</sub>	0.77 rad
γ	19.00 kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>cls</sub>	24.00 kN/m <sup>3</sup>
k <sub>0</sub>	0.43
σ <sub>h</sub>	18.15 kPa
σ <sub>hl</sub>	13.85 kPa
R*	18.15 kN/m
N	18.24 kN/m
Fr	17.61 kN/m
M	0.16 kNm/m
N <sub>l</sub>	5.20 kN
M <sub>r</sub>	1.03 kNm
F	6.41

Tabella 7 - Dati di ingresso e risultati delle verifiche strutturali del pozzetto di sbocco del Tombino 9

h	1.60 m
h <sub>l</sub>	1.50 m
L	1.05 m
l	0.70 m
φ	35.00 °
φ	0.61 rad
φ <sub>cls</sub>	44.00 °
φ <sub>cls</sub>	0.77 rad
γ	19.00 kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>cls</sub>	24.00 kN/m <sup>3</sup>
k <sub>0</sub>	0.43
σ <sub>h</sub>	12.96 kPa
σ <sub>hl</sub>	12.15 kPa
R*	12.96 kN/m
N	10.08 kN/m
Fr	9.73 kN/m
M	0.30 kNm/m
N <sub>l</sub>	4.25 kN
M <sub>r</sub>	0.53 kNm
F	1.79

Tabella 8 - Dati di ingresso e risultati delle verifiche strutturali del pozzetto di sbocco del Tombino 4

Il valore di  $M_r$  è stato calcolato con l'ausilio del foglio di calcolo automatico riprodotto nelle medesime Tabelle 7 e 8.

Come si osserva il valore di  $F$  è risultato maggiore di 1 in entrambi i casi considerati.

In una **seconda fase delle verifiche** dei pozzetti di estremità dei tombini i calcoli sono stati svolti con riferimento al caso più gravoso localizzato allo sbocco del Tombino 9, che è quello di maggiore altezza (Figura 7). Nella verifica, cautelativamente svolta in 2D, il pozzetto è stato schematizzato con bordo superiore orizzontale e con altezza complessiva di 3.07m sul piano di posa e spessore medio della parete (Figura 8) pari a  $(2 \times 0.40 \times 0.75 + 1.50 \times 0.40) / 2.30 = 0.52\text{m}$ . La verifica è stata cautelativamente svolta in condizioni piane, e cioè nell'ipotesi di muri laterali di lunghezza infinita ed incastrati alla piastra di fondazione. Il calcolo è stato svolto con procedimento analogo a quello impiegato per le verifiche dei condotti di attraversamento dei tombini. I dati di ingresso, lo schema di calcolo ed i risultati sono rispettivamente riportati nella Tabella 9, nella Figura 8 e nella Tabella 10.

Caratteristiche Terreno (Valori caratteristici)			
<b>Strato superiore (ricoprimento)</b>			
Descrizione	Terreno di ricoprimento	Spessore ricoprimento [m]	0.00
Peso di volume [kN/mc]	17.6523	Peso di volume saturo [kN/mc]	19.6136
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.00	Angolo di attrito (°)	30.00
<b>Strato intermedio (rinfiando)</b>			
Descrizione	Terreno di rinfianco		
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	60.00
<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a sinistra presente		<input checked="" type="checkbox"/> Terreno a destra presente	
<b>Strato inferiore (fondazione)</b>			
Descrizione	Terreno di base	<input type="checkbox"/> Strato impermeabile	
Peso di volume [kN/mc]	18.0000	Peso di volume saturo [kN/mc]	18.0000
Angolo di attrito (°)	38.00	Angolo di attrito terreno-struttura (°)	25.00
Coesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.05	Adesione [kg/cm <sup>2</sup> ]	0.02
Tensione limite [kg/cm <sup>2</sup> ]	2.00	Costante di Winkler [kg/cm <sup>2</sup> /cm]	30.00
Tensione di progetto, usata per confronto con le pressioni di contatto			

Tabella 9 - Parametri considerati nella verifica delle pareti del pozzetto di sbocco del Tombino 9 con parametri cautelativi

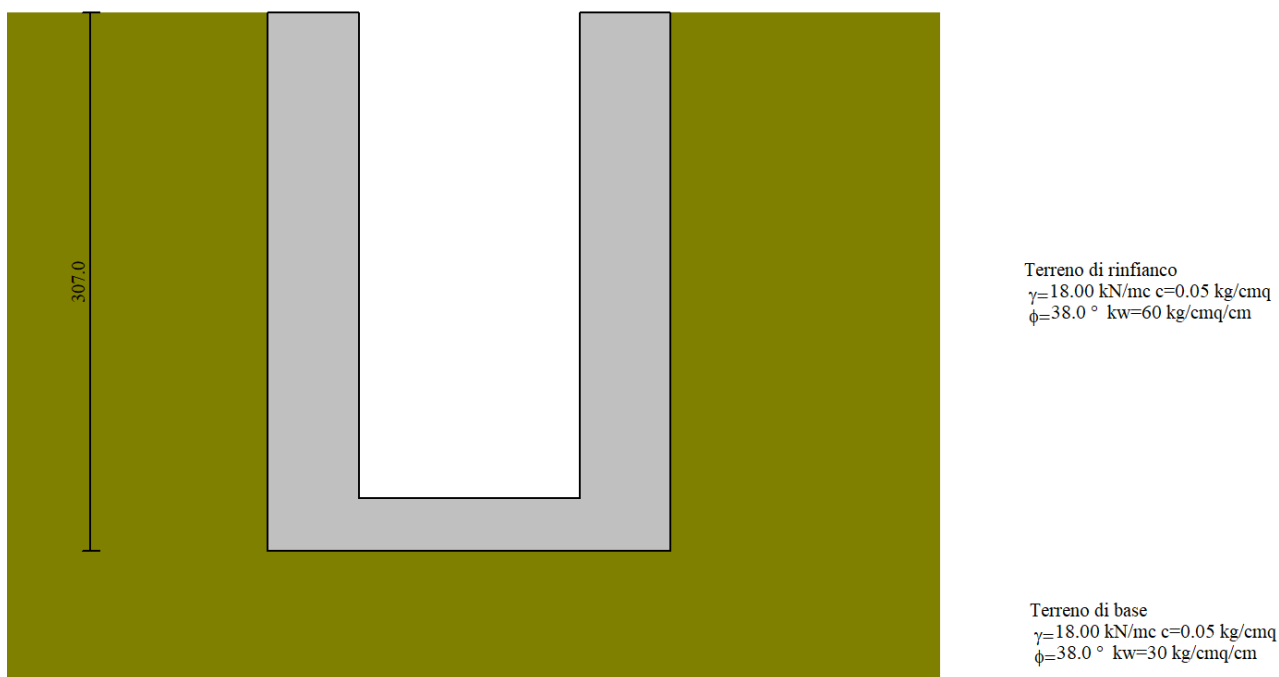


Figura 8 - Sezione schematica di calcolo per la verifica delle pareti del pozzetto di sbocco del Tombino 9 con parametri cautelativi

Caratteristiche del calcestruzzo	ID. TOMBINO	VALORI DELLE SOLLECITAZIONI MASSIME		CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE DI CALCOLO DEL TOMBINO			TENSIONI MASSIME ALL'INTRADOSSO E ALL'ESTRADOSSO DELLA SEZIONE DI CALCOLO		verifica sezione
<u>Resistenza a compressione cilindrica di progetto</u>									
$f_{cd}$ [MPa] 14.17	SEZIONE TIPO n° 9	N [kN]	M [kN m]	s [m]	W [m <sup>3</sup> ]	A [m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{estrado}$ [MPa]	$\sigma_{intrado}$ [MPa]	verifica tensionale della sezione
<u>Resistenza a trazione di progetto</u>	Sezione PIEDRITTI	48.39	-16.98	0.52	0.10365	1.196	-0.12	0.20	verifica
$f_{ctd}$ [MPa] 1.2	Sezione FONDAZIONE	22.42	-16.98	0.3	0.0345	0.69	-0.5	0.52	verifica

convenzione simboli

compressione "+"  
 trazione "-"

Tabella 10 - Risultati della verifica strutturale del pozzetto di sbocco del Tombino 9 con parametri cautelativi

Dai procedimenti sopra illustrati si deduce che le condizioni di stabilità strutturale dei tombini in progetto risultano verificate anche nelle ipotesi più gravose.

## 5. Verifiche del coperchio del pozzetto di sbocco

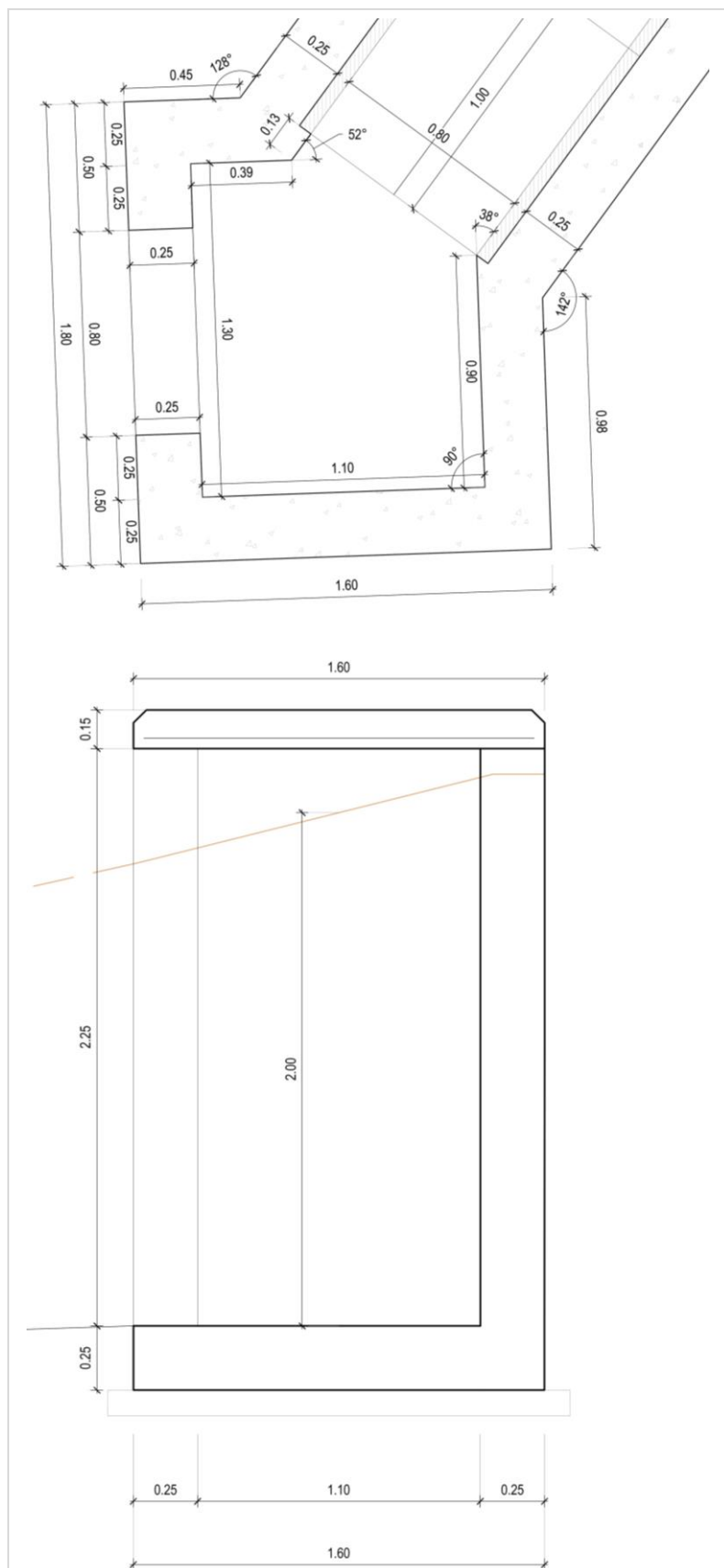


Figura 9 - Posizione del coperchio del pozzetto allo sbocco del Tombino 5

Il coperchio del pozzetto di sbocco, come indicato nella Figura 9 è costituito di calcestruzzo di classe C25/30, armato con una rete elettro saldata di filo 6mm e maglia 20x20 in acciaio inox AISI 304 ottenuto per trafilatura, con  $f_y$  ( $R_p$  0,2) > 400 N/mm<sup>2</sup>, posizionata in prossimità dell'intradosso del coperchio con copriferro netto 4.0cm. La verifica è stata svolta nella ipotesi di carico stradale distribuito pari a 20kN/m<sup>2</sup>, gravante sull'elemento in seguito a evento eccezionale. Considerato un peso proprio del c.a. pari a 25kN/m<sup>3</sup> si è determinato il carico distribuito massimo agente sull'elemento:

$$q = 20 + 25 \times 0.15 = 23.75 \text{ kN/m}^2.$$

Considerata una luce di inflessione dell'elemento pari a 1.30m, si è determinato il valore del taglio massimo agente che si verifica in corrispondenza degli appoggi:

$$T = 23.75 \times 1.30/2 = 15.44 \text{ kN/m}.$$

Il valore del momento massimo, trattandosi di elemento appoggiato alle estremità (in corrispondenza degli intradossi delle due opposte pareti) risulta:

$$M = 23.75 \times 1.30^2/8 = 5.02 \text{ kNm/m}.$$

Nelle Tabelle 11 e 12 si riporta la sintesi delle verifiche rispettivamente svolte a flessione e taglio.

Si osserva che tutti i risultati ottenuti sono accettabili e dimostrativi della idoneità strutturale del manufatto.

Verifica C.A. S.L.U. - File: coperchio tombino 5

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo: **COPERTURA TOMBINO n° 5**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1.41	11

Tipo Sezione:  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

Sollecitazioni  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N <sub>Ed</sub>	0	0 kN
M <sub>xEd</sub>	0	5.02 kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

Materiali

AISI 304		C25/30	
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	347.8 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰
$E_s$	200,000 N/mm²	$f_{cd}$	14.17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8 ?
$\epsilon_{syd}$	1.739 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	0 N/mm²	$\tau_{co}$	0.6
		$\tau_{cl}$	1.829

$\sigma_c$  -4.96 N/mm²  
 $\sigma_s$  344.1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  1.72 ‰  
 d 11 cm  
 x 1.956 x/d 0.1778  
 $\delta$  0.7

Verifica  
 N° iterazioni: 5  
☐ Precompresso

Tabella 11 - Risultati della verifica a flessione del coperchio del pozzetto a valle del Tombino 5

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica a compressione del csl, $f_{ck}$ [MPa]	30
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, $f_{yk}$ [MPa]	400
Coefficiente parziale di sicurezza del ds, $\gamma_c$	1.50
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, $\alpha_{cc}$	0.85
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, $\gamma_s$	1.15
Resistenza di progetto a compressione del ds, $f_{cd}$ [MPa]	17.00
Resistenza di progetto dell'acciaio, $f_{yd}$ [MPa]	347.8
Coefficiente riduttivo della resistenza del ds, $\nu$	0.50
Resistenza a compressione del ds ridotta, $f'_{cd}$ [MPa]	8.50

Caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione	
Altezza della sezione, $h$ [cm]	15
Larghezza della sezione, $b$ [cm]	100
Copriferro, $c$ [cm]	4.0
Copriferro di calcolo, $\delta$ [cm]	4.3
Altezza utile, $d$ [cm]	10.7
Diametro delle barre longitudinali superiori, $\phi_{sup}$ [mm]	0
Numero di barre superiori, $n_{sup}$	0
Area di armatura longitudinale superiore, $A_{sup}$ [cm <sup>2</sup> ]	0.00
Diametro delle barre longitudinali inferiori, $\phi_{inf}$ [mm]	6
Numero di barre longitudinali inferiori, $n_{inf}$	5
Area di armatura longitudinale inferiore, $A_{inf}$ [cm <sup>2</sup> ]	1.41
Diametro delle staffe, $\phi_{staffe/spilli}$ [mm]	0
Passo delle staffe/spilli, $s_{staffe/spilli}$ [cm]	0
Numero di bracci delle staffe, $b_{staffe}$	0
Numero di spilli, $n_{spilli}$	0.00
Area netta di calcestruzzo, $A_c$ [cm <sup>2</sup> ]	1500
Percentuale geometria d'armatura tesa, $\rho_1$ ( $\leq 2\%$ )	0.13%
Coefficiente funzione dell'altezza utile, $k$ ( $\leq 2$ )	2.00
Resistenza a taglio in assenza di specifica armatura, $V_{Rd,0}$ [kN]	58.0

Verifica a taglio	
$V_{Ed}$ [kN]	$FS_0$ [-]
15.44	3.76

Tabella 12 - Risultati della verifica a taglio del coperchio

## 6. Verifiche delle griglie a barre all'imbocco dei tombini

Relativamente ai tombini n° 3, 4, 5, 6 e 8 si è provveduto inoltre a verificarne la copertura ai rispettivi pozzetti di imbocco, costituita da barre di acciaio di classe S 235 J.

Tali barre hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

- Altezza sezione barra: 50 mm;
- Base sezione barra: 20 mm;
- Interasse barre: 45 mm.

Trattandosi di acciaio a basso contenuto di carbonio e con sezione piena dello spessore non inferiore a 20mm, si potrà contare su un insignificante effetto della corrosione che, in questo tipo di sezioni (non scatolari ma a struttura piena), progredisce fino a profondità sub millimetrica, e quindi irrilevante rispetto alle dimensioni della sezione stessa.

Tuttavia, a maggior garanzia di durabilità, le griglie prima della collocazione saranno trattate con vernice protettiva trasparente penetrante nello strato superficiale dell'acciaio. In tal modo si eviterà la zincatura e si avranno a vista elementi di acciaio a sezione piena coerenti nell'aspetto con gli altri manufatti storici di pubblica utilità presenti nell'isola, come ad esempio le secolari ringhiere di bordo dei sentieri antichi, costituite appunto da profilati a sezione piena di acciaio. Quest'ultimo, correntemente detto *ferro o ferro dolce*, è costituito da una lega ferrosa dura e malleabile con basso contenuto di carbonio (inferiore allo 0.5%).

La verifica strutturale delle griglie è stata condotta agli S.L. secondo i criteri dell'NTC18, considerando la combinazione più gravosa pertinente e l'utilizzo dei coefficienti di sicurezza riportati di seguito:

<b>verifica secondo NTC18</b>		
$\gamma_{G1}$	1.3	coeff. parziale di sicurezza per le azioni da peso proprio (tab. 2.6.1, § 2 NTC18)
$\gamma_Q$	1.5	coeff. parziale di sicurezza per le azioni da sovraccarico (tab. 2.6.1, § 2 NTC18)
$\gamma_s$	1.05	coeff. parziale di sicurezza per la resistenza del materiale (tab. 4.2. VII, § 4 NTC 18)
<b>SLU</b>	<b>comb. fondamentale</b>	combinazione pertinente agli stati limite
$f_{yk}$	235	resistenza a snervamento acciaio barre
$f_{yd}$	223.81	resistenza a snervamento acciaio barre DI CALCOLO

I carichi agenti considerati sono il peso proprio delle barre, e un sovraccarico lineare in asse caditoia di 35 kN/ml.

I passaggi di calcolo e le verifiche finali sono riepilogati nella pagina seguente.



<b>spazio fra due barre</b>	<b>0.025</b>	<b>m</b>	
<b>luce massima delle barre</b>	<b>1.400</b>	<b>m</b>	
<b>densità dell'acciaio</b>	<b>7850</b>	<b>kg/m<sup>3</sup></b>	
<b>modulo di Young dell'acciaio</b>	<b>190</b>	<b>GPa</b>	
peso dell'unità di volume acciaio		77.01	kN/m <sup>3</sup>
peso proprio distribuito di una barra		0.08	kN/m
sovraccarico lineare in asse caditoia		35.00	kN/m
sovraccarico concentrato su una barra		1.575	kN
carico concentrato su una barra		1.58	kN
momento flettente massimo su una barra		0.86	kNm
momento di inerzia principale della barra		2.08E-07	m <sup>4</sup>
modulo di resistenza di una barra		8.33E-06	m <sup>3</sup>
tensione massima nell'acciaio		102.620	MPa
freccia dovuta soltanto al sovraccarico		2.275	mm
rapporto luce/freccia		615.484	
massa specifica griglia al netto della cornice		174.444	kg/m <sup>2</sup>

Come si evince dai risultati sopra esposti, poiché la tensione max nell'acciaio (102,62 MPa) è < della resistenza a snervamento di calcolo (223,81 MPa), la verifica è pienamente soddisfatta.

Anche la verifica di deformabilità è soddisfatta essendo 615 (>200) il valore del rapporto fra luce della barra e la freccia massima.

La ridondanza strutturale come sopra determinata rende possibile la adozione di interventi protettivi lievi nei riguardi della corrosione come quelli sopra delineati; e garantirà comunque la stabilità del manufatto anche in presenza di imperfezioni nel trattamento di protezione. Infatti in tali casi lo spessore corrosivo di sacrificio sarà irrilevante rispetto alla dimensione della sezione resistente il cui funzionamento avrà vita utile secolare.

## **7. Conclusioni**

Nel presente elaborato si sono illustrati i risultati dello studio strutturale svolto in ambito al progetto definitivo degli interventi di "Messa in sicurezza e rifunionalizzazione della strada di collegamento centro abitato - frazione di Pecorini a mare - Filicudi (ME)"

Lo studio dimostra che le opere previste sono idonee a resistere con ampio margine ai carichi di esercizio.

La tipologia delle opere previste risponde ai CAM e è stata pensata per avere una lunga vita utile anche in presenza di ambiente marino aggressivo. Non si sono infatti previste armature di rinforzo del calcestruzzo e laddove possibile si è previsto l'impiego di calcestruzzo non armato gettato in opera; al riguardo si sono adoperati spessori del calcestruzzo ordinario e profili costruttivi idonei ad evitare l'insorgenza di tensioni di trazione in tutti i punti delle pertinenti strutture.

## **Riferimenti alla letteratura di settore**

Gelfi, P., (2002). Role of Horizontal Backfill Passive Pressure on the Stability of Masonry Vaults,

International Journal for Restoration of Buildings, Aedificatio Verlag, Freiburg, Vol. 8, No 6, pag. 573-589, ISSN 0947-4498