

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

Assessorato dei Lavori Pubblici



Ente acque della Sardegna

Servizio Gestione Sud



Riassetto e risanamento funzionale del canale adduttore principale  
alimentato dai laghi del medio Flumendosa - II° Lotto II° stralcio

Finanziamento L.R. 05.03.2008 n°3 - D.G.R. 32/15 del 04.06.2008 e Decr. Ass. LL.PP. n° 68 dle 07.08.2008

PROGETTO DEFINITIVO

Approvato con det. D. S.IN./LL.PP.  
Prot. 8336 rep. 236 del 07 MAR. 2014

Relazione predimensionamento  
strutture in c.a.

Allegato :

1.4

scala:

nome file:  
1.4 Relazione predimensionamento  
strutture in c.a.

Progettisti:

Ing. Maurizio Meloni  
Geom. Bernardino Pitzalis

Calcoli delle strutture in c.a.:

Ing. Luca Pili

Collaboratori:

Ing. Marcello Ligas  
Ing. Simona Solinas

Il Responsabile del Procedimento

Ing. Sandro Bachis



Il Direttore Generale f.f.

Ing. Franco Ollargiu

Il Direttore del Servizio Gestione Sud

Ing. Felice Soda

CAGLIARI, Settembre 2010 - Agg. Dicembre 2012

# Indice

INDICE .....	1
PREMESSA.....	2
1 GENERALITA' .....	5
1.1 DESCRIZIONE DEL SITO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE .....	5
1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
1.3.1 Calcestruzzi.....	7
1.3.2 Acciai per armatura .....	8
1.3.3 Acciai per carpenteria metallica (Tubazioni sottopasso $\phi$ 2200mm).....	9
1.4 TIPOLOGIA STRUTTURALE E STRATEGIA DI CALCOLO .....	10
1.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (SLU) .....	11
1.4.2 Verifiche di esercizio (SLE) .....	11
1.4.3 Verifiche sismiche .....	12
1.4.4 Vita nominale e periodi di ritorno delle azioni sismiche .....	12
1.4.5 Pericolosità Sismica .....	12
1.4.6 Pressione Geostatica .....	13
1.4.7 Spinta attiva - Metodo di Coulomb .....	13
1.4.8 Spinta in presenza di falda .....	14
1.4.9 Spinta a riposo .....	14
1.4.10 Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe .....	15
1.4.11 Strategia di soluzione .....	16
2 DIMENSIONAMENTO .....	17
2.1 SOTTOPASSO SIFONE SEGARIU - DIMENSIONAMENTO .....	17
2.2 VERIFICA DEI MANUFATTI IN C.A. DI IMBOCCO E SBOCCO DEL NUOVO SOTTOPASSO Rio Sa Mela .....	21

## PREMESSA

La presente relazione viene redatta in ottemperanza agli **Art. 24** e lettera b) e **Art.26** del D.P.R. 207/2010 - Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE», a supporto della progettazione definitiva relativa all' Intervento per il " RIASSETTO E RISANAMENTO FUNZIONALE DEL CANALE ADDUTTORE PRINCIPALE ALIMENTATO DAI LAGHI DEL MEDIO FLUMENDOSA - Il Lotto" .

L'intervento di cui sopra finanziato con D.G.R N° 32/15 DEL 04.06.2008 e Delibera dell'Assessore LL.PP. N°68 del 7.8.2008 prevede tra gli interventi l'esecuzione delle murature in c.a. a protezione delle opere di imbocco e di sbocco del sottopasso del Rio Sa Mela e il potenziamento della luce del sottopasso mediante la realizzazione di due tronchi in acciaio DN 2200.

Con lettera di incarico prot. Gen. n° 0009181 in data 12.07.2012 ricevuta in data 20.07.2012 è stato assegnato al sottoscritto Ing. Luca Pili il servizio di calcolo strutturale relativo alle opere in c.a. e di verifica dei due tronchi DN 2200 sottoposti alle sollecitazioni indotte dal carico della struttura sovrastante costituita da:

- Sifone esistente (tubazioni + acqua);
- ricoprimento in materassi e gabbioni tipo Reno.

L'incarico per il servizio di calcolo strutturale è regolamentato di apposito disciplinare che costituisce parte integrante della lettera di incarico inerente l'affidamento.

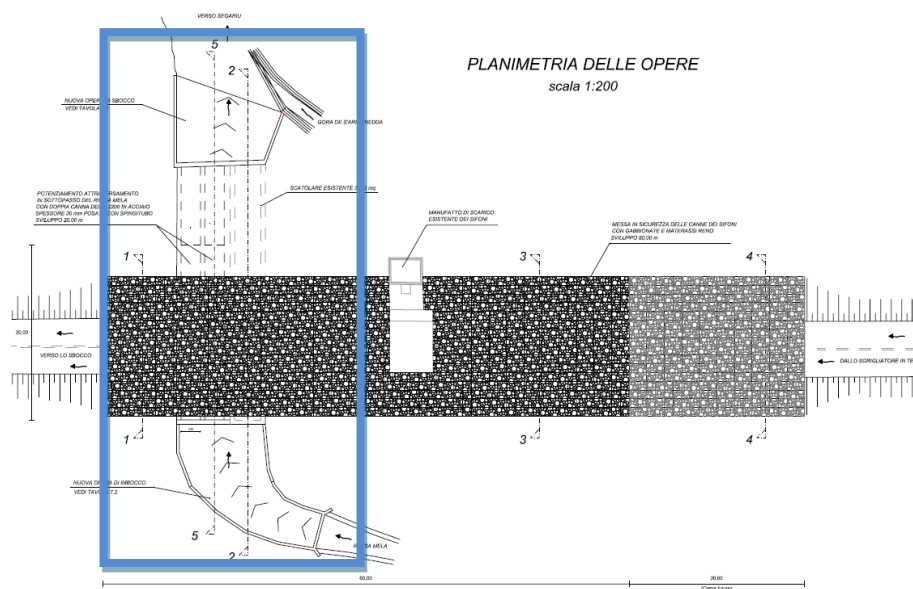
Nello specifico, il presente intervento consiste nel potenziamento dell'attraversamento idraulico del Rio Sa Mela sotto il sifone di Segariu e nella realizzazione delle relative opere in cemento armato all'imbocco e allo sbocco dello stesso.

La necessità di realizzare le suddette opere è scaturita quale conseguenza ai danni causati alle canne del sifone dall'alluvione del 04.11.2008 che ha interessato tutto il Medio Campidano e la Marmilla e che, nella fattispecie, ha messo in evidenza l'inadeguato dimensionamento dello scatolare per il passaggio del corso d'acqua in sottopasso.

In particolare, le acque del rio Sa Mela, non più confinate nel letto del fiume e convogliate solo parzialmente all'interno del sottopasso, hanno prima formato un piccolo invaso a monte delle canne dei sifoni e successivamente hanno scavalcato le stesse causando la locale asportazione del rivestimento in terra.

Il progetto prevede i seguenti interventi:

- posa di un nuovo rivestimento delle canne del sifone da realizzare con gabbioni a scatola e materassi tipo Reno, per uno sviluppo di circa 80 m, tra monte e valle dell'esistente pozzetto di scarico, finalizzati alla messa in sicurezza delle due tubazioni del  $\varnothing$  3200 mm in c.a.p. esistenti onde evitare il ripetersi di fenomeni di sifonamento e scalzamento della copertura con conseguente danneggiamento delle tubazioni del sifone. Le intercapedini tra le tubazioni e le gabbionate laterali, a monte e a valle, nonché tra le canne del sifone, saranno riempite con calcestruzzo magro Rck 100 N/mm<sup>2</sup>;
- ulteriori opere di potenziamento del sottopasso consistenti nella realizzazione, in affiancamento allo scatolare esistente 3,00 x 2,00 m, di due tubazioni in acciaio di  $\varnothing$  2200 mm e spessore di 30 mm, posate con la tecnica dello spingitubo e la realizzazione di due nuovi manufatti in c.a., in corrispondenza dell'imbocco e dello sbocco, finalizzati a favorire il deflusso delle portate convogliate dal rio sa Mela, con conseguente mitigazione del rischio connesso ad un eventuale accumulo d'acqua a monte delle canne del sifone.



Planimetria dell'intervento in progetto

Nel seguito, si riportano le verifiche strutturali riguardanti lo **stato limite ultimo** e lo **stato limite di esercizio a fessurazione** dei due nuovi attraversamenti in acciaio Ø 2200 mm e spessore di 30 mm, nonché dei manufatti in cemento armato previsti allo sbocco e all'imbocco dell'attraversamento idraulico del Rio Sa Mela.

L'analisi strutturale e geotecnica è stata condotta impiegando i software: SCAT 10.0 Analisi Strutture Scatolari e Vasche in cemento armato, della Aztec Informatica, CDS win 2009 modellatore agli elementi finiti della STS Software, SAP 2000 V. 14 modellatore agli elementi finiti licenza.

Tutti i manufatti sono stati dimensionati considerando: la spinta delle terre, il sovraccarico del terrapieno costituente il sifone, la spinta idrostatica della falda (ipotizzata alla quota di sommità dei manufatti in c.a. per il calcolo delle opere di sbocco e imbocco e 2.00 sopra la generatrice superiore della tubazione per il calcolo dei nuovi attraversamenti in acciaio), la pressione geostatica del terreno di ricoprimento e l'azione sismica in accordo alle specifiche della N.T.C. 2008 e s.m. e i.

La progettazione eseguita relativamente alla statica dei manufatti costituenti l'opera, ha consentito di definire tutti gli aspetti di seguito riportati:

- Caratteristiche dei materiali, in funzione delle condizioni ambientali e dello stato di sforzo;
- Dimensione delle sezioni;
- Incidenza dell'acciaio;
- Definizione del sistema costruttivo e delle fasi di getto, adottando casseforme modulari;

Gli aspetti suddetti sono descritti in modo appropriato nei paragrafi successivi e riassunti in tabelle e grafici riportati sinteticamente anche sugli elaborati di progettuali.

La struttura portante dei manufatti di che trattasi sarà realizzata in cemento armato ordinario, in considerazione delle caratteristiche dell'opera che presenta in alcuni casi una forma geometrica articolata si ritiene opportuno realizzare:

platee di fondazione e pareti, con piastre in cemento armato a portata bidirezionale realizzate in opera con sistemi di casseri modulari, conseguendo molteplici vantaggi rispetto all'impiego di metodologie di tipo tradizionale.

ENTE ACQUE DELLA SARDEGNA - SERVIZIO GESTIONE SUD		Pagina 4
"RIASSETTO E RISANAMENTO FUNZIONALE DEL CANALE ADDUTTORE PRINCIPALE ALIMENTATO DAI LAGHI DEL MEDIO FLUMENDOSA - Il Lotto" - <b>Progetto DEFINITIVO</b>		Affidamento di servizio di calcolo strutturale relativo alle opere in c.a. di cui all'intervento - Ing. Luca PILI

# 1 GENERALITA'

## 1.1 DESCRIZIONE DEL SITO E DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

L'area di intervento ricade nella Sardegna meridionale, entro i limiti amministrativi del Comune di Segariu (VS). I riferimenti cartografici sono rappresentati da: Cartografia Tecnica Regionale (C.T.R.) in scala 1:10.000 Foglio 547 Sezione 547040 Furtei (All.12.2 – Carta Geologica e Profilo Litologico).



Vista aerea dell'area di intervento (Fonte: Google Maps)

Rimandando alle successive fasi progettuali le indagini necessarie per una completa caratterizzazione geologico-geotecnica, si pone in evidenza che la successione litotecnica in corrispondenza delle aree di intervento, a partire dal piano di campagna, può essere schematizzata come di seguito illustrato attraverso la determinazione dei parametri di progetto caratteristici di ciascuna unità, utili per effettuare i calcoli di verifica statica e geotecnica:

### **A - Terreno di riporto, in parte antropico e suolo sabbioso- limoso:**

Peso di volume naturale P.U.V. = 14,00 kN/mc

Coesione  $c = 0,00$  daN/cm<sup>q</sup>

Angolo di resistenza al taglio = 20°

### **B - Deposito alluvionale argilloso limoso con rari clasti di arenaria marnosa e rideposizioni carbonatiche:**

Peso di volume naturale P.U.V. = 19,19 kN/mc

Angolo di attrito interno  $c = 23,75^\circ$

Coesione = 0,21 daN/cm<sup>q</sup>

### **C - Arenarie siltitiche marnose grigiastre, mediamente stratificate**

Peso di volume naturale P.U.V. = 23,58 KN/mc

Ristenza unitaria = 59.46 MPa

La determinazione della capacità portante è stata effettuata costruendo un modello litotecnico del sottosuolo prossimo alle condizioni più cautelative riscontrate durante l'indagine.

La Pressione ultima (Pult), da intendersi come pressione massima di rottura del terreno è stata ricavata con il metodo basato sulla teoria di TERZAGHI, che tiene conto dei parametri geotecnici del terreno entro il bulbo di influenza delle tensioni indotte e della geometria di fondazione e assumendo un coefficiente di sicurezza pari a 3 si ottiene:

$$P_{amm} = P_{lim}/3 = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

Inoltre, nelle modellazioni agli elementi finiti eseguita per dimensionare i manufatti, il rapporto struttura fondazione è stato modellato con terreni alla Winkler, piastre e/o travi su suoli elastici, adottando i valori dei coefficienti di sottofondo verticali di seguito indicati, in funzione dello strato geologico interessato dal manufatto:

$$K_w = 1,50 \text{ daN/cm}^2 \text{ arenarie siltiche} \quad K_w = 1,00 \text{ daN/cm}^2 \text{ deposito alluvionale}$$

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono state eseguite seguendo le prescrizioni delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, i cui riferimenti sono di seguito riportati:

### - D.M. 14 Gennaio 2008

*Norme tecniche per le costruzioni;*

### - Circolare 2 febbraio 2009, n° 617

*istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni".*

*Inoltre sono state consultate altre normative e raccomandazioni; in particolare:*

### - Decreto Ministero LL.PP. del 9 gennaio 1996

*Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche;*

### - Circolare Ministero LL.PP. n. 252 AA.GG./S.T.C. del 15 ottobre 1996

ENTE ACQUE DELLA SARDEGNA - SERVIZIO GESTIONE SUD		Pagina 6
"RIASSETTO E RISANAMENTO FUNZIONALE DEL CANALE ADDUTTORE PRINCIPALE ALIMENTATO DAI LAGHI DEL MEDIO FLUMENDOSA - Il Lotto" - Progetto DEFINITIVO		Affidamento di servizio di calcolo strutturale relativo alle opere in c.a. di cui all'intervento - Ing. Luca PILI

Istruzioni relative alle "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 9 Gennaio 1996;

**- Eurocode 2 - Design of concrete structures**

*Part 1: General rules and rules for buildings (EN1992-1-1:2004);*

**- Eurocode 7 - Geotechnical design**

*Part 1: General rules (UNI EN 1997-1:2005);*

**- Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance**

*Part 1: General rules (prEN1998-1:2003);*

*Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (prEN1998-5:2003).*

**- UNI EN 206-1:2006 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità.**

## 1.3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 1.3.1 Calcestruzzi

**Il calcestruzzo per i manufatti di sbocco e imbocco è di classe C20/25.**

Nella tabella seguente si riportano i parametri significativi della resistenza del calcestruzzo adottato per la realizzazione di platee, pareti, setti, piastre.

C 20/25 – classe di esposizione XC1		
Classe di resistenza del calcestruzzo	Rck > 35,00	MPa
Modulo elastico	Ec > 28500	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	fck > 20.75	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	fctk > 1.62	MPa
Resistenza car. a trazione per flessione	fcfk > 1.94	MPa
Resistenza cilindrica di calcolo	fcd > 12.97	MPa

In tabella seguente sono riportate alcune prescrizioni relative al mix-design, legate a motivi di durabilità e lavorabilità.



Classe di resistenza minima	Classe di esposizione	Rapporto acqua/cemento massimo	Copriferro netto minimo (mm)	Diametro massimo degli inerti (mm)	Classe di lavorabilità
C20/25	XC1	0,55	30	31,5	S4-S5

### 1.3.2 Acciai per armatura

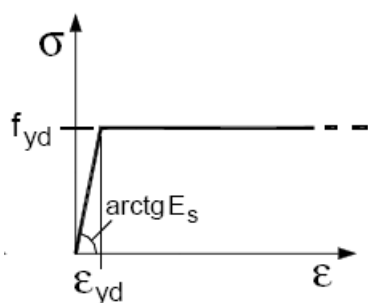
L'acciaio per cemento armato previsto è del tipo B450C. In tabella si riportano alcuni dei requisiti previsti per questo tipo di acciaio.

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\geq 450$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\geq 540$
Rapporto $f_t/f_y$ caratteristico $(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$
Allungamento caratteristico $A_{gtk}$ (%)	$\geq 7,5$

Come modulo elastico si considera  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>. La resistenza di calcolo vale invece:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,3 \text{ N/mm}^2$$

Come legame costitutivo si adotta il modello elasto-plastico indefinito



in cui  $\epsilon_{yd} = f_{yk} / E_s = 0,186\%$ . A seguito dell'assunzione di tale diagramma costitutivo, la rottura di una sezione in cemento armato può avvenire solo per rottura del calcestruzzo.

### 1.3.3 Acciai per carpenteria metallica (Tubazioni sottopasso $\phi$ 2200mm)

L'acciaio per carpenteria previsto in progetto è S 275. In tabella si riportano alcuni dei requisiti previsti per questo tipo di acciaio.

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\geq 280$
Tensione caratteristica di snervamento $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\geq 430$

Come modulo elastico si considera  $E_s = 210000$  N/mm<sup>2</sup>. La resistenza di calcolo vale invece:

## 1.4 TIPOLOGIA STRUTTURALE E STRATEGIA DI CALCOLO

Le strutture calcolate nella presente relazione sono composte principalmente da platee di fondazione con setti e pareti in c.a. .Le strutture come quelle in progetto posseggono in generale una ridotta capacità dissipativa. Infatti la tipologia strutturale alla quale possono ricondursi sono le struttura a pareti estese debolmente armate (system of large lightly reinforced walls), che devono essere progettate per la sola classe di duttilità bassa CD "B" (NTC §7.4.3.2) o DCM (secondo l'EC8), limitando in tal modo il coefficiente di struttura  $q$ .

Nell'ambito delle opere contemplate in questa parte, si è scelto di progettare le strutture per resistere al terremoto in campo elastico (struttura a comportamento non dissipativo), ossia ci si riferisce allo **spettro di progetto allo SLU** ottenuto assumendo un fattore di struttura  $q$  unitario, viste l'importanza dell'opera **in caso di eventi sismici**.

In questo modo si agisce in favore di sicurezza ed è possibile derogare dai requisiti di gerarchia delle resistenze e dai dettagli costruttivi per garantire duttilità previsti dalle NTC in fase sismica. Le strutture infatti non arriveranno in campo anelastico e pertanto non ci sarà possibilità di dissipare energia sotto l'azione del terremoto di progetto. L'adozione di tale metodo, tra l'altro, non porta ad un eccessivo sovradimensionamento della struttura, in quanto le masse strutturali, e conseguentemente le forze sismiche, sono modeste.

Adottando questo modello, le sollecitazioni di calcolo sono quelle derivanti dall'analisi, anche nel caso di fondazione. Infatti le azioni applicate in fondazione devono essere sempre non maggiori di quelle derivanti dall'analisi strutturale effettuata con  $q = 1$  (NTC §7.2.5), e ciò si verifica sempre se l'elevazione è dimensionata con  $q = 1$ . Si potrebbe fare riferimento alle indicazioni per zone non sismiche, peraltro non contemplate nel DM14/01/2008 per il caso di pareti. Ciononostante si continuano ad utilizzare i minimi di armatura previsti per le pareti estese debolmente armate (0,2%) di armatura longitudinale e verticale, con passo massimo di 30 cm, non applicando i dettagli costruttivi richiesti per garantire duttilità locale (a meno che questi non siano necessari per motivi di resistenza). Per quanto riguarda le fondazioni, esse devono essere progettate per rimanere in campo elastico ed avere armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,2%. Trattandosi infine di strutture di notevole rigidità, e quindi caratterizzate da modi di vibrazione con periodi prossimi allo zero, le azione sismiche vengono

considerate attraverso l'accelerazione massima attesa al suolo  $a_{max}/g$ . Per lo stesso motivo non si effettuano verifiche allo SLD, in quanto gli spostamenti attesi sono modesti.

#### 1.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (SLU)

Le opere in oggetto sono state verificate nei confronti dello **stato limite di sollevamento**. Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante  $V_{inst,d}$ , combinazione di azioni permanenti ( $G_{inst,d}$ ) e variabili ( $Q_{inst,d}$ ), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ( $G_{stb,d}$ ) e delle resistenze ( $R_d$ ):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove  $V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M2).

Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_P$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

#### 1.4.2 Verifiche di esercizio (SLE)

Nelle condizioni di esercizio si controllano le ampiezze delle fessure nel calcestruzzo e, ove significativo, i tassi di lavoro dei materiali. Il controllo tensionale viene effettuato ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e resistenze caratteristiche.

### 1.4.3 Verifiche sismiche

Le verifiche degli scatolari in sisma vengono effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel paragrafo 6.2.2 per i casi M1-R1 per le verifiche STR ed M2-R2 per le verifiche GEO.

### 1.4.4 Vita nominale e periodi di ritorno delle azioni sismiche

Si definisce vita nominale di un'opera strutturale il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nella fattispecie si assume, per le opere in oggetto, vita nominale di 50 anni. Noto il valore della vita nominale (VN) si determina il periodo di riferimento dell'azione sismica. Le opere in progetto si classificano in CLASSE D'USO II (par.2.4.2 Norme Tecniche per le Costruzioni).

### 1.4.5 Pericolosità Sismica

Si riportano di seguito i valori dei parametri necessari per l'analisi sismica ricavati del reticolo di riferimento definito nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 2008, impiegando come dato d'ingresso le coordinate geografiche del sito.

n°	Comune	Prov	Latitudine	Longitudine
1	Segariu	VS	39,563563	8,981990

**Località**

Comune: Segariu

Provincia: Medio Campidano

Regione: Sardegna

Latitudine: 39,563567

Longitudine: 8,9819902

<< Indietro      Avanti >>

Stato Limite Ultimo: ☒ SLV    ☐ Nessun valore    ☐ SLD    ☐ Nessun valore

Stato Limite Esercizio: ☐ SLD    ☐ Nessun valore

**Tipo Opera**

Tipo di costruzione:

☐ Opere provvisorie

☒ Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale

☐ Grandi opere di importanza strategica

Vita Nominale -  $V_N$  50 anni

Classe d'uso:

☐ I - Presenza occasionale di persone

☒ II - Normali affollamenti, industrie non pericolose

☐ III - Affollamenti significativi, industrie pericolose

☐ IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose

Vita di Riferimento -  $V_R$  50 anni

<< Indietro      Avanti >>

Stato Limite Ultimo: ☒ SLV    ☐ Nessun valore    ☐ SLD    ☐ Nessun valore

Stato Limite Esercizio: ☐ SLD    ☐ Nessun valore

Pertanto i valori dei relativi parametri sismici da assumere per le analisi SLU e SLE sono quelli di seguito riassunti:

N.T.C. 2008		
<b>Analisi SLU</b>		
Accelerazione al suolo $ag$ [m/s <sup>2</sup> ]	<b><math>ag/g = 0,05</math></b>	0,490
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale $F0$		2,880
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante $Tc^*$		0,340
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico $S_s$	Tipo B	<b>1,200</b>
Coefficiente di riduzione ( $\beta_m$ )	C	0,18
<b>Analisi SLE</b>		
Accelerazione al suolo $ag$ [m/s <sup>2</sup> ]	<b><math>ag/g = 0,02</math></b>	0,231
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale $F0$		2,670
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante $Tc^*$		0,296
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico $S_s$		<b>1,200</b>
Coefficiente di riduzione ( $\beta_m$ )	C	0,18
Coef. amplificazione topografica $S_T$	T1	1,00
<b><math>K_h = ag/g * S_s * S_t * \beta_m</math></b>		
<b>Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLU <math>K_h</math> [%] = 1,08</b>		
<b>Coefficiente di intensità sismica orizzontale SLE <math>K_h</math> [%] = 0,51</b>		
Intensità sismica	Verticale/Orizzontale	0,50
Forma diagramma incremento sismico		
<input type="radio"/> Triangolare <input checked="" type="radio"/> Rettangolare		
Calcolo incremento sismico		
<input checked="" type="radio"/> Mononobe-Okabe <input type="radio"/> Wood		

#### 1.4.6 Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

#### 1.4.7 Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete).

L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

#### 1.4.8 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

#### 1.4.9 Spinta a riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilanco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

#### 1.4.10 Spinta in presenza di sisma - Metodo di Mononobe-Okabe

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  $\beta$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\varepsilon$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

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

dove  $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

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

$$DS = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

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

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a  $1/2$  dell'altezza della parete.

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 della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

#### 1.4.11 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

## 2 DIMENSIONAMENTO

### 2.1 SOTTOPASSO SIFONE SEGARIU - DIMENSIONAMENTO

Il manufatto in oggetto sarà realizzato con la tecnica dello spingitubo posando due canne affiancate di dimensioni pari  $\phi 2200$  mm e spessore 3 cm, in affiancamento al manufatto preesistente in cemento armato.

Si riporta di seguito il calcolo di dimensionamento eseguito al fine di individuare lo spessore più idoneo da adottare e le successive verifiche utili per la progettazione esecutiva.

DATI			
Diametro nominale ( cm )	226,0		
Spessore ( cm )	3,00		
Rinterro ( m )	5,20		
peso terreno ( kg/m <sup>3</sup> )	1400,0		
angolo di attrito interno (gradi)	20,0		
raggio esterno	113,0		
raggio interno	110,0		
coeff.spinta attiva	0,49		
raggio medio ( m )	111,50		
peso tubo ( kg/m )	1649,02		
peso fluido ( kg/m )	500,00		
DETERMINAZIONE DEI CARICHI (D.M. n. 2446 23-02-1971)			
carico mobile ( kg/m )	0,00		
carico superiore (terreno) ( kg/mq )	7280,00	Pressione geostatica dovuta al terreno soprastante	
carico rett.laterale ( kg/mq )	3570,69	Pressione attiva laterale dovuta ai carichi soprastante	
carico triang. laterale ( kg/mq )	1551,88	Pressione laterale attiva	
reazione radiale ( kg/m )	9429,02		
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI			
	sezione verticale superiore	sezione orizzontale mediana	sezione verticale inferiore
momento flettente ( kgm/m )	1468,70	-1512,94	3188,86
azione assiale ( kg/m )	3460,70	7985,91	7287,01
Tensione massima ( kg/cm <sup>2</sup> )	990,67	1035,25	2150,19
La tensione non supera mai 2800 kg/cm <sup>2</sup> pertanto si ritiene verificata la sezione impiegando come materiale acciaio tipo S 275			

Si riportano di seguito le verifiche esecutive dell'opera condotte considerando i seguenti carichi:

- Terrapieno di altezza pari a 5.20 m per simulare il peso del sifone (tubazioni +acqua) e ricoprimento in materassi e gabbioni tipo Reno,
- falda posta a 2.00 m dalla generatrice superiore del tubo.

Con queste condizioni ci si è posti in una situazione limite di piena a vantaggio della sicurezza strutturale.

### Geometria del tubolare

Descrizione:	Scatolare circolare	
Diametro esterno verticale	2,260	[m]
Diametro esterno orizzontale	2,260	[m]
<u>Caratteristiche sezione</u>		
Spessore	3,00	[cm]
Area	300,00	[cmq]
Momento d'inerzia	225,00	[cm^4]
Modulo di resistenza	150,00	[cm^3]

### Caratteristiche strati terreno

#### Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di Riporto	
Spessore dello strato	5,20	[m]
Peso di volume	1600,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2000,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	20,00	[°]
Coesione	0,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

#### Strato di rinfiacco

Descrizione	Depositi Alluvionali	
Peso di volume	1919,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2100,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	23,75	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	15,83	[°]
Coesione	0,21	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	1,50	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]

#### Strato di base

Descrizione	Arenarie siltiche	
Peso di volume	2358,00	[kg/mc]
Peso di volume saturo	2500,00	[kg/mc]
Angolo di attrito	25,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	16,67	[°]
Coesione	1,50	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Costante di Winkler	2,00	[kg/cm <sup>2</sup> /cm]
Tensione ammissibile	5,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]

## Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa) 3,26 [m]

## Caratteristiche materiali utilizzati

### Materiale

Peso specifico	7850,00	[kg/mc]
Modulo elastico E	2100000,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo di Poisson	0,20	
Tensione ammissibile trazione	2400,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione ammissibile compressione	2400,00	[kg/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente dilatazione termica	0,0000120	

## Condizioni di carico

### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (esprese in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (esprese in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kg  
 Coppie concentrate espressi in kgm  
 Carichi distribuiti espressi in kg/m

### Simbologia adottata e unità di misura

#### Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F <sub>y</sub>	componente Y del carico concentrato
F <sub>x</sub>	componente X del carico concentrato
M	momento

#### Forze distribuite

X <sub>i</sub> , X <sub>f</sub>	ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y <sub>i</sub> , Y <sub>f</sub>	ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V <sub>ni</sub>	componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V <sub>nf</sub>	componente normale del carico distribuito nel punto finale
V <sub>ti</sub>	componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V <sub>tf</sub>	componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D <sub>te</sub>	variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D <sub>ti</sub>	variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

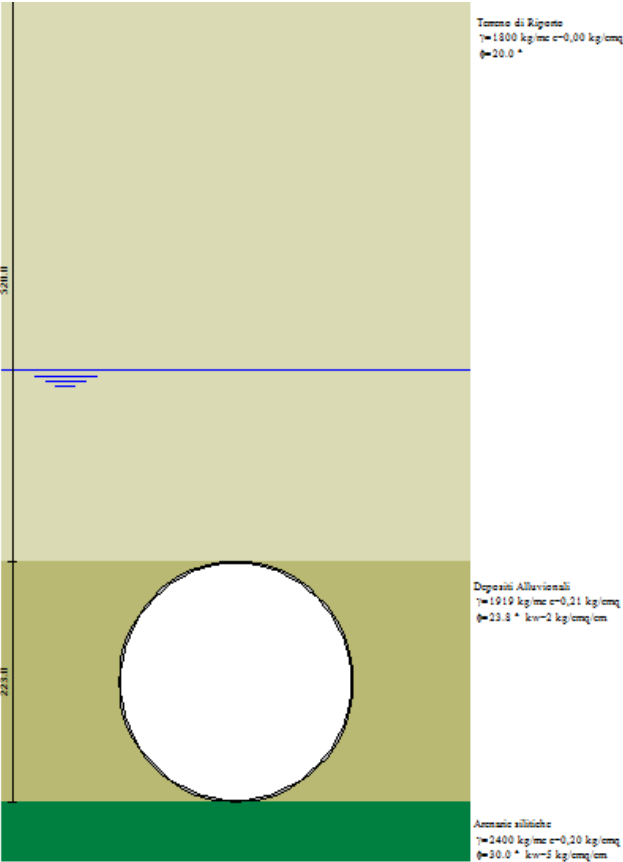
Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°6 (Spinta falda)



Geometria

## 2.2 VERIFICA DEI MANUFATTI IN C.A. DI IMBOCCO E SBOCCO DEL NUOVO SOTTOPASSO Rio Sa Mela.

Facendo riferimento alle tavole del progetto dei lavori per il " RIASSETTO E RISANAMENTO FUNZIONALE DEL CANALE ADDUTTORE PRINCIPALE ALIMENTATO DAI LAGHI DEL MEDIO FLUMENDOSA - Il Lotto" si è proceduto alla verifica strutturale dei manufatti di imbocco e sbocco delle opere che costituiscono il sottopasso del Rio Sa Mela.

Le sezioni oggetto di interesse per le quali si riportano gli esiti dello studio sono quelle individuate entro le tavole di cui sopra e di seguito meglio specificate:

- Opera di imbocco, sezione 6-6;
- Opera di imbocco, sezione 8-8;
- Opera di sbocco, sezione 9-9.

Alle sezioni di cui sopra è necessario aggiungere la sezione 8'-8' al fine di evidenziare la casistica del muro di sostegno per il contenimento della sovrastruttura costituita dal sistema sifone (tubazioni +acqua) e terreno che fanno parte del sifone attualmente in esercizio.

Il dimensionamento eseguito porta alle seguenti incidenze di ferro riferite ai volumi di calcestruzzo:

### Opera di imbocco

- Realizzazione di platea in c.a per uno spessore complessivo di 40 cm ed un incidenza di acciaio pari a 60 kg/mc.
- Pareti-muri di contenimento laterali in sponda destra e sinistra da realizzarsi mediante formazione di inghisaggi su struttura scatolare esistente per uno spessore pari a 40 cm e un incidenza di acciaio tipo B450C pari a 48 kg/mc.
- Muro di contenimento trasversale al senso della corrente dell'alveo del Rio Sa Mela e parallelo al sifone esistente da realizzarsi con uno spessore pari a 40 cm e un incidenza di acciaio tipo B450C pari a 48 kg/mc

### Opera di sbocco

- Realizzazione di platea in c.a per uno spessore complessivo di 40 cm ed un incidenza di acciaio pari a 60 kg/mc.

- Pareti-muri di contenimento laterali in sponda destra e sinistra da realizzarsi mediante formazione di inghisaggi su struttura scatolare esistente per uno spessore pari a 40 cm e un incidenza di acciaio tipo B450C pari a 48 kg/mc.
- Muro di contenimento trasversale al senso della corrente dell'alveo del Rio Sa Mela e parallelo al sifone esistente da realizzarsi con uno spessore pari a 40 cm e un incidenza di acciaio tipo B450C pari a 48 kg/mc.