

PROGETTO, C.S.P.:

CAPOGRUPPO:



Sede legale: 00192 Roma - via Paolo Emilio, 34
 Uffici: 86170 Isernia (IS) - via Libero Testa, 15/A
 Uffici: 60026 Numana (AN) - via Loreto, 15
 tel +390865411942 - fax +390865234579
 spm@melfiprogetti.it - spm@pec.it
 www.melfiprogetti.it



dott.arch. Carlo Melfi dott.ing. Roberto Melfi



MANDANTI:

geom. Marco Giovanchelli

dott.geol. Andrea Venosini



REGIONE TOSCANA



COMUNE DI CANTAGALLO

(Provincia di Prato)

OPERE DI BONIFICA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO SU VERSANTE SOGGETTO A FRANA IN LOCALITA' "CASE DI SOTTO - MIGLIANA"

PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi del D.Lgs. n°50 del 18.04.16 e s.m.i.

ALLEGATO:

OPERE STRUTTURALI:

Relazione tecnica sugli interventi

CODICE ELABORATO:

H.01

--

R.U.P.

dott.arch. Nicola SERINI

A TERMINI DI LEGGE QUESTO PROGETTO E' DI PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA S.P.M. S.R.L. ED E' VIETATO RIPRODURLO O COMUNICARNE A TERZI IL CONTENUTO SENZA PREVENTIVA AUTORIZZAZIONE

C.U.P. F84J18000890009

DATA MAGGIO 2022

INDICE MODIFICHE	N°	MODIFICHE	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
2					
1	REV_1	DATA 05.22	SIGLA 406-408-413	DATA 05.22	SIGLA 404-415
0	1^ EMISSIONE	DATA 04.22	SIGLA 406-408-413	DATA 04.22	SIGLA 404-415

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO

(art. 34 D.P.R. 207/2010)

SOMMARIO

1. PREMESSA	3
1.1 Normative di Riferimento	3
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E AMBIENTALE	3
3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	6
3.1 Muri Controterra per lo Scarico delle Acque Dreno	7
3.2 Zanella Lato Strada	8
3.3 Caratteristiche dei Materiali Impiegati.....	8
4. ANALISI STRUTTURALI: CONDOTTE	11
4.1 Analisi dei Carichi	11
4.1.1 Elemento gabbionate di pietrame.....	13
4.1.2 Elemento tombino di raccolta acque di dreno	14
4.1.3 Sismicità del Sito.....	17
4.1.4 Combinazioni di Carico	23
4.2 Descrizione delle Strategie di Modellazione	23
4.2.1 Elemento gabbionate di pietrame.....	26
4.2.2 Elemento pozzetto di raccolta acque di dreno.....	27
4.3 Pozzetto Tipo 1: h=2.65.....	27
4.4 Pozzetto Tipo 2: h=2.90 + setto 0.60	29
4.5 Pozzetto Tipo 3: h=3.00.....	30
4.6 Pozzetto Tipo 4: h=3.40 + setto 0.90	32
4.7 Pozzetto Tipo 5: h=3.50.....	33
4.8 Pozzetto Tipo 6: h=4.15.....	35
4.9 Pozzetto Tipo 7: h = 5.50.....	36

4.10	Pozzetto di raccolta acque di dreno.....	38
5.	ANALISI CONDOTTE: MURI E ZANELLA.....	40
6.	CONCLUSIONI.....	41

1. PREMESSA

La presente relazione ha l'obiettivo di illustrare: le strategie di calcolo utilizzate al fine di valutare la sicurezza strutturale di pozzetti gettati in opera interrati nell'ambito del progetto di "Opere di Bonifica per la Mitigazione del Rischio su Versante soggetto a Frana in località Case di Sotto – Migliaana".

Le opere necessarie per la stabilizzazione del versante saranno:

- realizzazione di una rete di tubazioni microdreni preforati in grado di emungere e smaltire l'acqua in eccesso presente nel terreno, in questo modo si otterrà un consolidamento dello stesso.
- realizzazione dei pozzetti di raccolta in grado di raccogliere le acque di scolo del sistema drenante e convogliarle nei fossi di scolo.
- realizzazione delle briglie di consolidamento per la stabilizzazione spondale e consolidamento dei fossi di scolo;
- realizzazione di pozzetti di attraversamento stradale

1.1 Normative di Riferimento

Nel capitolo seguente si riassumono tutte le normative utilizzate per il calcolo e la verifica delle strutture in oggetto:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare alle NTC 2018 n. 7 del 21 gennaio 2019.
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E AMBIENTALE

Le indagini e i sopralluoghi effettuati hanno consentito di definire le caratteristiche litostratigrafiche e strutturali delle formazioni costituenti il substrato relativo alla zona in esame, nonché di determinare le proprietà geotecniche dei terreni per risalire così ai parametri geotecnici necessari alla progettazione delle strutture di fondazione dei manufatti in questione nel presente progetto.

Per la caratterizzazione del terreno di fondazione si è fatto riferimento ai valori caratteristici dei parametri geotecnici fisico-meccaniche caratterizzato da strato di terreno "depositi alluvionali ghiaiosi" così come definite nell'allegata Relazione Geologica. Per quanto riguarda i parametri geotecnici utilizzati, sono stati presi in conto quelli riportati nell'allegata Relazione Geologica relativamente ai seguenti strati di terreno:

Cumulo in frana attiva (CFA) : limo sabbioso

Dal punto di vista geotecnico il materiale presenta un comportamento prevalentemente granulare con una coesione da bassa a molto bassa.

Peso per unità di volume naturale (Kg/cm ³)	$\gamma_{nat} = 1,68 \cdot 10^{-3} \div 2,17 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $1,93 \cdot 10^{-3}$)
Peso per unità di volume saturo (Kg/cm ³)	$\gamma_{sat} = 1,86 \cdot 10^{-3} \div 2,22 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $2,05 \cdot 10^{-3}$)
Angolo di attrito drenato efficace (gradi)	$\varphi' = 23,20 \div 42,00$ (si consiglia 33,44)
Angolo di attrito non drenato (gradi)	$\varphi = 35,00 \div 45,00$ (si consiglia 40,00)
Coesione drenata efficace (Kg/cm ²)	$C' = 0,07 \div 0,24$ (si consiglia 0,13)
Angolo di attrito residuo (gradi)	$\varphi_r = 30,00 \div 39,00$ (si consiglia 33,33)
Coesione residua (Kg/cm ²)	$C_r = 0,00 \div 0,00$ (si consiglia 0,00)
Resistenza a rottura (Kg/cm ²)	$\sigma = 1,38 \div 2,60$ (si consiglia 1,99)
Coesione non drenata (Kg/cm ²)	$C_u = 0,69 \div 1,30$ (si consiglia 1,00)

Deposito di copertura/Ripporto (DC/R)

Dal punto di vista geotecnico il materiale presenta un comportamento prevalentemente granulare con una coesione da bassa a molto bassa.

Peso per unità di volume naturale (Kg/cm ³)	$\gamma_{nat} = 1,70 \cdot 10^{-3} \div 1,80 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $1,75 \cdot 10^{-3}$)
Peso per unità di volume saturo (Kg/cm ³)	$\gamma_{sat} = 1,85 \cdot 10^{-3} \div 1,95 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $1,90 \cdot 10^{-3}$)

Angolo di attrito drenato efficace (gradi)	$\varphi' = 20,00 \div 30,00$ (si consiglia 25,00)
Angolo di attrito non drenato (gradi)	$\varphi = 25,00 \div 35,00$ (si consiglia 30,00)
Coesione drenata efficace (Kg/cm ²)	$C' = 0,15 \div 0,25$ (si consiglia 0,20)
Coesione non drenata (Kg/cm ²)	$C_u = 0,20 \div 0,30$ (si consiglia 0,25)

Substrato alterato (SA) : limo sabbioso-argilloso

Dal punto di vista geotecnico il materiale presenta un comportamento di tipo sia granulare sia coesivo.

Peso per unità di volume naturale (Kg/cm ³)	$\gamma_{nat} = 1,95 \cdot 10^{-3} \div 2,05 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $2,00 \cdot 10^{-3}$)
Peso per unità di volume saturo (Kg/cm ³)	$\gamma_{sat} = 2,05 \cdot 10^{-3} \div 2,15 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $2,10 \cdot 10^{-3}$)
Angolo di attrito drenato efficace (gradi)	$\varphi' = 30,00 \div 40,00$ (si consiglia 35,00)
Angolo di attrito non drenato (gradi)	$\varphi = 35,00 \div 45,00$ (si consiglia 40,00)
Coesione drenata efficace (Kg/cm ²)	$C' = 0,65 \div 0,75$ (si consiglia 0,70)
Coesione non drenata (Kg/cm ²)	$C_u = 1,15 \div 1,25$ (si consiglia 1,20)

Substrato integro (SI): arenarie, marne calcaree, e calcare marnoso

Dal punto di vista geotecnico il materiale presenta un comportamento di tipo sia granulare sia coesivo.

Peso per unità di volume naturale (Kg/cm ³)	$\gamma_{nat} = 2,05 \cdot 10^{-3} \div 2,15 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $2,10 \cdot 10^{-3}$)
Peso per unità di volume saturo (Kg/cm ³)	$\gamma_{sat} = 2,15 \cdot 10^{-3} \div 2,25 \cdot 10^{-3}$ (si consiglia $2,20 \cdot 10^{-3}$)
Angolo di attrito drenato efficace (gradi)	$\varphi' = 35,00 \div 40,00$ (si consiglia 37,50)
Angolo di attrito non drenato (gradi)	$\varphi = 0$
Coesione drenata efficace (Kg/cm ²)	$C' = 0,85 \div 0,95$ (si consiglia 0,90)

Coesione non drenata (Kg/cm ²)	C _u = 1,45 ÷ 1,55 (si consiglia 1,50)
--	--

3. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

Le strutture analizzate in questo documento fanno parte della categoria dei tombini gettati in opera, largamente utilizzati nella pratica nei casi in cui si presentino necessità strutturali, per i quali i pozzetti comuni prefabbricati non siano stati progettati.

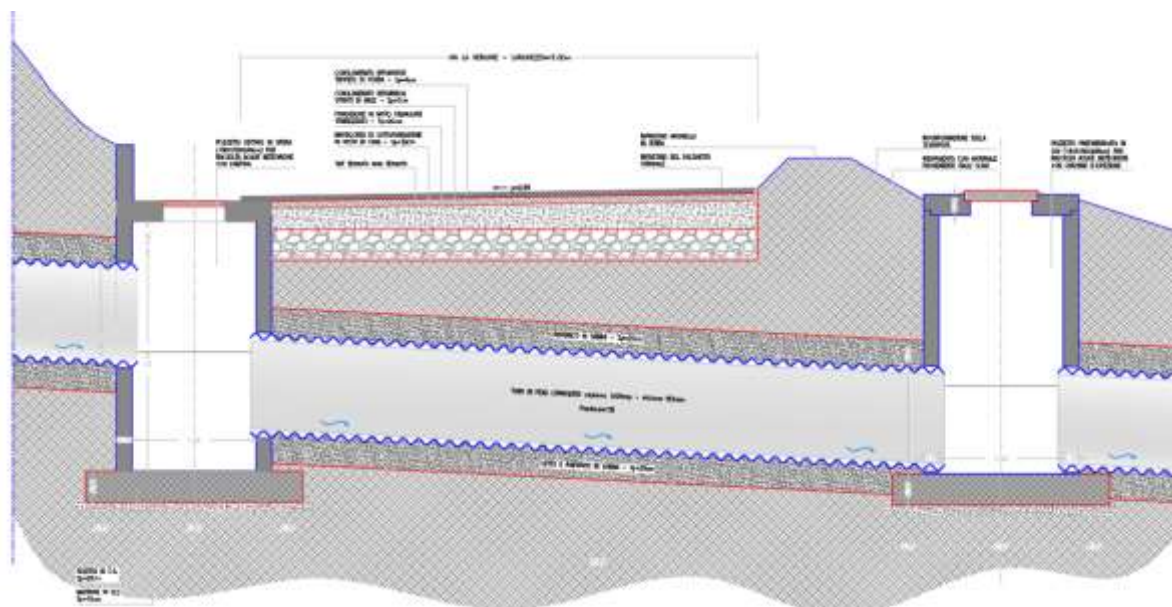


Figura 1 Esempio di Attraversamento di Pozzetti

Nel caso specifico di questa progettazione si è optato per l'utilizzo di pozzetti in calcestruzzo armato gettati in opera, quando la linea di scarico interseca le infrastrutture stradali, che causano sovraspinte orizzontali nel terreno, quindi sui pozzetti. La scelta è inoltre avvalorata dalla necessità di inserire piccoli muretti di contenimento in prossimità di alcuni dei pozzetti calcolati, che non possono ovviamente essere installati se si utilizzano elementi prefabbricati.

I pozzetti analizzati presentano profondità variabili che passano da 2.25 m a 5.25 m. I piccoli muretti di contenimento saranno realizzati in continuità con la parete di monte del pozzetto per un'altezza variabile non superiore al metro.

Solo nel caso dell'attraversamento n°5 si presenta la necessità di intersecare nella parte di monte un fosso di scolo, pertanto il pozzetto necessiterà di un'apertura di forma trapezoidale.

Per una più completa trattazione si rimanda agli appositi elaborati grafici.

3.1 Muri Controterra per lo Scarico delle Acque Dreno

Fanno parte della stessa progettazione due muri di contenimento per lo scarico delle acque provenienti dai drenaggi.

Tali muri, in linea con le esigenze progettuali, saranno realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera, pertanto con le stesse caratteristiche dei pozzetti, di cui al capitolo precedente.

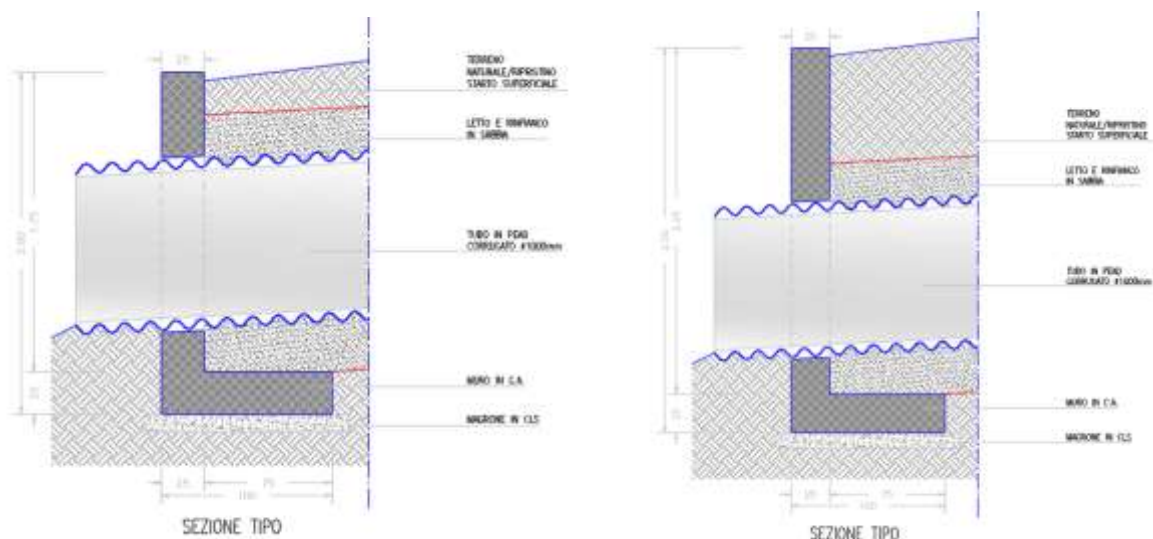


Figura 2 Sezione tipo muri controterra

3.2 Zanella Lato Strada

Con lo stesso criterio sono state progettate anche le zanelle lato strada, di cui di seguito si riporta una sezione tipo:

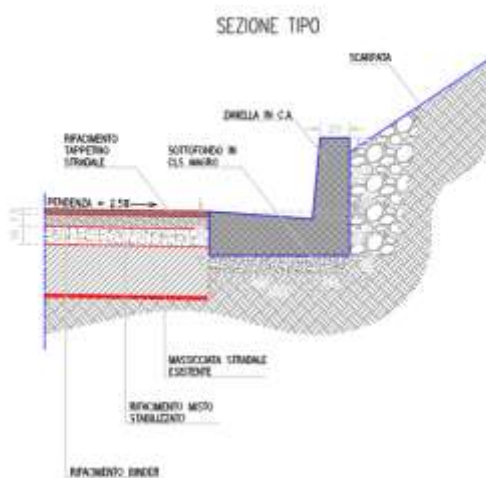


Figura 3 Sezione tipo zanella

3.3 Caratteristiche dei Materiali Impiegati

I parametri riguardanti le caratteristiche resistenti sono riportati di seguito, secondo la notazione in tabella.

Parametro	Descrizione	simbolo	Correlazioni
Resistenza caratteristica cubica a compressione	Valore frattile 5% della distribuzione di resistenza determinata su provini cubici	R_{ck}	

<i>Parametro</i>	<i>Descrizione</i>	<i>simbolo</i>	<i>Correlazioni</i>
	confezionati e conservati secondo la norma EN12390-2, e sottoposti a prova di compressione uniassiale dopo 28 giorni, secondo la norma EN12390-3.		
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	valore frattile 5% della distribuzione di resistenza determinata su provini cilindrici, di diametro 150mm ed altezza 300mm.	f_{ck}	$f_{ck}=0.83 R_{ck}$
Resistenza di calcolo cilindrica a compressione		f_{cd}	f_{ck}/γ_c
Resistenza a trazione	Resistenza media a trazione semplice (assiale)	f_{ctm}	
Resistenza caratteristica		f_{ctk}	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$
Resistenza a trazione per flessione		f_{fk}	$f_{fk} = 1,2 f_{ctk}$
T.A. in esercizio combinazione rara			
T.A. in esercizio combinazione frequente			
T.A. in esercizio combinazione quasi perm.			
Modulo elastico	Viene come funzione della resistenza a rottura media su provino cubico (R_{cm})	E_c	$E_c = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$ con $f_{cm}=f_{ck}+8$ (N/mm ²)
Coefficiente di Poisson	viene adottato un valore maggiore di zero (calcestruzzo fessurato) e minore di 0.2 (non fessurato)	ν_c	$0 < \nu_c \leq 0.2$
Coefficiente di dilatazione termica	In fase di progettazione viene assunto il valore riportato nella presente tabella	α_c	

Classe calcestruzzo		Cls C32/40
Resistenza cubica R_{ck}	kg/cm²	400
Resistenza di calcolo f_{cd}	kg/cm²	181
Resistenza a trazione di calcolo f_{ctd}	kg/cm²	16
Resistenza cilindrica f_{ck}	kg/cm²	320
Resistenza a trazione media f_{ctm}	kg/cm²	32
Classe acciaio		Acciaio B450C
Resistenza allo snervamento f_{yk}	kg/cm²	>=4500

Resistenza alla rottura ftk	kg/cmq	>=5400

4. ANALISI STRUTTURALI CONDOTTE

In questo capitolo sono riassunti le procedure di calcolo e i risultati ottenuti con le analisi strutturali condotte sui pozzetti gettati in opera concernente la casistica progettuale degli attraversamenti stradali.

Al fine di rendere più agevole la consultazione che questo elaborato si precisa, che nel caso di questa progettazione i pozzetti sono stati numerati in modo sequenziale utilizzando come primo numero identificativo quello con la profondità minore, fino a quello con la profondità maggiore.

Sono stati realizzati sette modelli di calcolo, uno per profondità raggiunta. I calcoli e le verifiche in oggetto sono stati fatti mediante l'ausilio di modelli agli elementi finiti FEM, realizzati con il software di calcolo PRO – SAP della casa software 2.s.i. Tutte le parti della struttura sono state verificate con le routine del precitato software di calcolo. I carichi applicati sono stati invece definiti mediante l'impiego di appositi fogli di calcoli Excel.

Per quanto riguarda il tombino di raccolta acque di dreno, i calcoli e le verifiche sono state condotti con l'ausilio del software di calcolo MODEST vers. 8.24 della casa software Tecnisoft (Prato)- solutore Xfinest. L'azione sismica è stata invece valutata con il metodo dell'analisi statica equivalente (simulando quindi l'azione sismica con un carico statico) in quanto si è ritenuto superfluo ed inconcludente l'impiego di una tipologia di analisi dinamica lineare.

Nei capitoli seguenti dopo aver analizzato i carichi agenti sulla struttura, si offrirà una consultazione veloce dei risultati ottenuti per ogni modello (per una descrizione più dettagliata si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione).

Si precisa che per ognuno degli attraversamenti è stata utilizzata una stratigrafia definita in aderenza alle risultanze dei sondaggi effettuati in loco più vicini all'attraversamento in questione.

In fine si anticipa che tutti gli elementi strutturali saranno armati con una rete di acciaio B 450 C.

4.1 Analisi dei Carichi

Per il calcolo in questione, avendo adottato uno schema statico semplificato, sono stati valutati soltanto i seguenti carichi:

- G1 PERMANENTI STRUTTURALI: ovvero tutti quei carichi dovuti ai pesi propri degli elementi strutturali portanti (pareti e soletta).

- G2 PERMANENTI NON STRUTTURALI: ovvero tutti quei carichi dovuti al peso di elementi propri non portanti del pozzetto (chiusino, terreno, etc).
- Q CARICHI ACCIDENTALI cioè tutti quei carichi legati alla funzione dei pozzetti, che nel caso in esame sono quelli dovuti al traffico ed al sisma.

I carichi ottenuti sono i seguenti:

Pozzetto	Caso di Carico	Elemento	Dimensioni			Yel	Q	q
			Spessore	Lunghezza	Larghezza			
			m	m	m	kN/m ³	kN/m ²	kN
Tipo 1	G2	Chiusino		0.60	0.60		1.39	0.50
		Chiusino		0.60	0.60		0.30	0.50
	Q	Traffico		1.30	1.30		35.50	60.00
Tipo 2	Q	Traffico		1.30	1.30		35.50	60.00
Tipo 3	G2	Asfalto	0.04			19.00	0.76	
		Chiusino		0.60	0.60		0.30	0.50
	Q	Traffico		1.30	1.30		35.50	60.00
Tipo 4	G2	Asfalto	0.04			19.00	0.76	
		Chiusino		0.60	0.60		0.30	0.50
	Q	Traffico		1.30	1.30		35.50	60.00
Tipo 5	G2	Chiusino		0.60	0.60		1.39	0.50
Tipo 6	G2	Chiusino		0.60	0.60		1.39	0.50
Tipo 7	G2	Chiusino		0.60	0.60		0.30	0.50

Si precisa che per il calcolo dell'azione del traffico è stato impiegato il carico di impronta, generato dal passaggio di un mezzo pesante per un semi asse. L'intensità di quest'ultimo è stata definita secondo il codice della strada, che per mezzi pesanti intende autocarri dal peso complessivo di 44 tonnellate forza.

PESANTI: 44 t in dettaglio + 9,0 kN/mq (9,0x3,0x16,3=440 kN; 16,3 - 11 m)

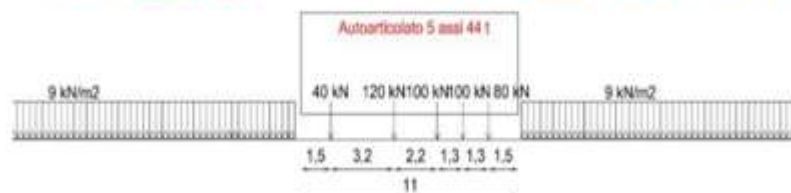


Figura 4 Schema di Carico per un mezzo Pesante da Codice della strada.

Per quanto riguarda la spinta attiva del terreno essa è stata calcolata per ognuno dei pozzetti utilizzando la formulazione di Coulomb, che consente il calcolo anche in presenza di carichi applicati al profilo:

$$S_a = \frac{\gamma_t}{2} h'^2 t g^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right) \left(1 + \frac{2h'}{h} \right)$$

Dove h' è l'altezza equivalente di uno strato fittizio di terreno ottenuta dividendo il peso per unità di volume dello strato per il carico applicato. In questo caso è stato impiegato il sovraccarico di 9 kN/m² previsto dallo schema di carico 1 del capitolo 5 delle NTC 2018.

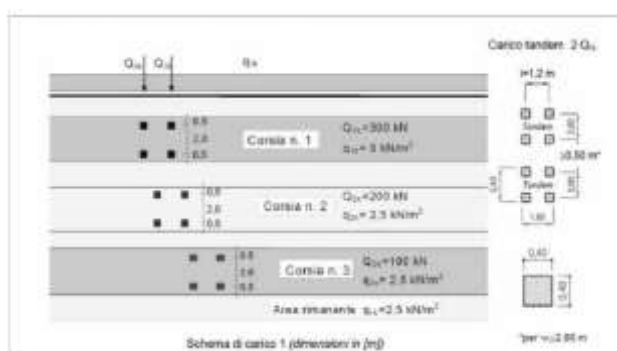


Figura 5 Schema di Carico 1 NTC 2018

Si ottengono quindi i seguenti risultati:

Pozzetto	Profondità	Sovraccarico Variabile	$\sigma v'$ monte	$\sigma v'$ valle	Ka	$\sigma ha'$ monte	$\sigma ha'$ valle	kWink,V	kWink,O
		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²		kN/m ²	kN/m ²	kN/m ³	kN/m ³
Tipo 1	2.40	9.00	46.32	46.32	0.29	35.13	13.41	12500	5650
Tipo 2	2.75	9.00	78.17	53.08	0.29	22.62	37.09	12500	5650
Tipo 3	2.85	9.00	55.01	55.01	0.29	37.64	37.64	12500	5650
Tipo 4	3.15	9.00	71.41	60.80	0.29	20.67	39.32	12500	5650
Tipo 5	3.25	9.00	62.73	62.73	0.29	39.88	18.15	12500	5650
Tipo 6	3.90	9.00	82.99	23.16	0.29	24.02	13.39	12500	5650
Tipo 7	5.25	0.00	116.77	101.33	0.29	33.80	29.33	12500	5650

Per ognuno dei pozzetti è stata considerata anche la presenza di eventuali pendii a monte o di eventuali parti a sbalzo.

A questi carichi va aggiunta l'azione sismica e la sovrappinta sismica del terreno calcolate grazie alle routine del software di calcolo.

4.1.1 Elemento gabbionate di pietrame

Carichi agenti

- peso proprio della gabbionata (tenuto in conto in automatico dal programma di calcolo considerando il peso proprio 2200 kg/mc);
- peso permanente dovuto alla spinta del terreno a tergo della gabbionata costituito da strato di terreno cumulo frana attiva (CFA): limo sabbioso che presenta i seguenti parametri geotecnici:

- peso proprio: 1930 kg/mc;
- angolo di attrito: $\phi = 33,44^\circ$;
- coesione: $c' = 0,13$ kg/cm².

strato di terreno substrato alterato (SA): limo argilloso sabbioso che presenta i seguenti parametri geotecnici:

- peso proprio: 2000 kg/mc;
- angolo di attrito: $\phi = 35^\circ$;
- coesione: $c' = 0,70$ kg/cm²;

- peso permanente dovuto al peso dello strato di ricoprimento di spessore 1,00 ml costituito da ghiaia:

$$1900 \text{ kg/mc} * 1,00 \text{ ml} = 1900 \text{ kg/mq.}$$

- azione variabile che tiene conto del peso di un mezzo d'opera sul cantiere:

$$1500 \text{ Kg/mq.}$$

- azioni orizzontali sismiche (tenuto in conto in automatico dal programma di calcolo);

4.1.2 Elemento tombino di raccolta acque di dreno

Carichi agenti:

Peso permanente:

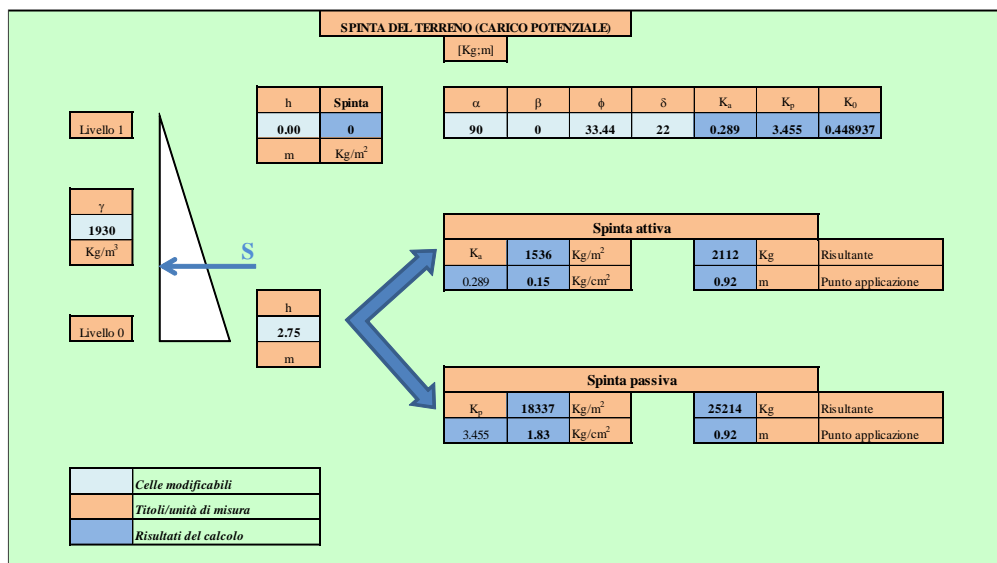
- peso proprio del pozzetto in c.a. (tenuto in conto in automatico dal programma di calcolo considerando il peso proprio 2500 kg/mc);
- peso permanente dovuto alla spinta del terreno a tergo dei setti del pozzetto in c.a. costituito da strato di terreno cumulo frana attiva (CFA): limo sabbioso che presenta i seguenti parametri geotecnici:

peso proprio: 1930 kg/mc;

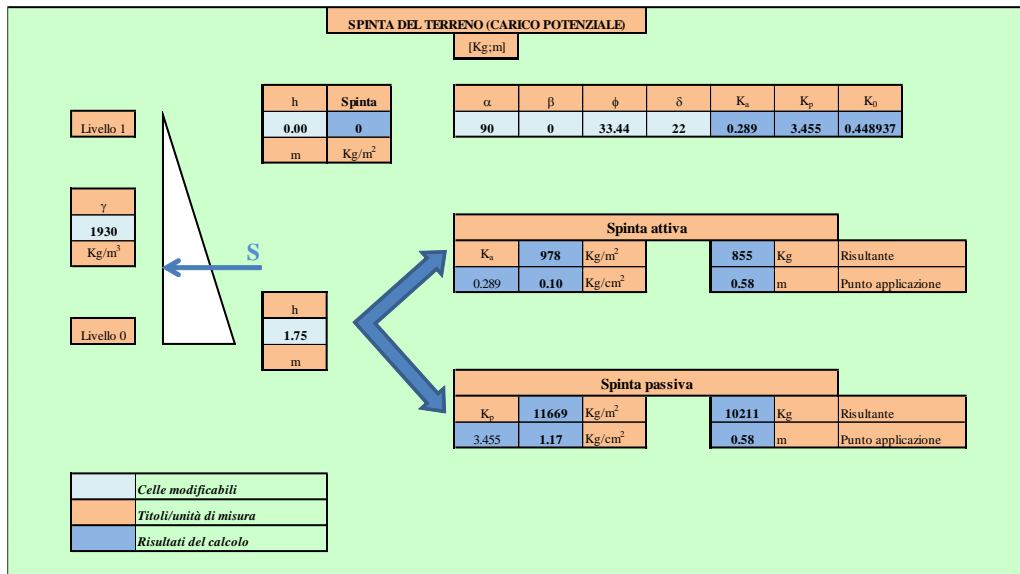
angolo di attrito: $\phi = 33,44^\circ$;

coesione: $c' = 0,13 \text{ kg/cm}^2$.

Calcolo della spinta del terreno a tergo parete altezza $H=2,75 \text{ m}$ (foglio Excel): pressione orizzontale massima $\sigma_t = 1536 \text{ kg/m}^2$.



Calcolo della spinta del terreno a tergo parete altezza $H=1,75 \text{ m}$ (foglio Excel): pressione orizzontale massima $\sigma_t = 978 \text{ kg/m}^2$.



Peso permanente non strutturale:

carico idrostatico agente sulla soletta fondazione per una altezza H= 1,75 ml

$$1000 \cdot 1.75 = 1750 \text{ kg/mq;}$$

Carichi variabili:

- traffico stradale $q = 2500 \text{ kg/mq}$
- calcolo della spinta da sovraccarico stradale $q = 2500 \text{ kg/mq}$:

$$\Delta s_q = k_a \cdot q = \text{tg}^2 \cdot (45 - \phi/2) \cdot q = \text{tg}^2 \cdot (45 - 33,44/2) \cdot 2500 = 0,29 \cdot 2500 =$$

725 kg/mq carico distribuito uniforme applicato alla parete del tombino.

Azioni orizzontali sismiche: (tenuto in conto in automatico dal programma di calcolo);

Calcolo dell'incremento spinta sismica:

Incremento sovraspinta sismica di Wood:

$$\Delta s_{\text{ism}} = k_h \cdot \gamma_t \cdot H = \beta_m \cdot a_{g,\text{max}} \cdot \gamma_t \cdot H$$

H = 2,75 ml; (altezza parete);

$H = 1,75 \text{ m}$; (altezza parete);

$\gamma_t = 1930 \text{ kg/mc}$ (peso del terreno)

$\beta_m = 1$ (coefficiente riduttivo della spinta).

$a_{g,max} = a_{g,rif} * S_s * S_t = 0,214 * 1,193 * 1 = 0,255g$ (accelerazione massima)

$\Delta_{sism} = 0,255 * 1930 * 2,75 = 1353 \text{ kg/mq}$, (carico uniforme distribuito applicato alla parete)

$\Delta_{sism} = 0,255 * 1930 * 1,75 = 861 \text{ kg/mq}$. (carico uniforme distribuito applicato alla parete).

Nell'analisi strutturale si è tenuto in conto il caso di carico "tombino a vuoto" poiché la spinta idrostatica agente sulle pareti non è presa in considerazione, in tal caso risulta più gravosa la verifica.

4.1.3 Sismicità del Sito

L'azione sismica sulle strutture è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s * S_t$ (3.2.3)

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.



FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_r info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_r info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{ov} = 21\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{ov} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{ov} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{ov} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafico parametri azione
- Grafico spetti di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di autoriserva **B** info $S_r = 1.193$ $C_r = 1.413$ info

Categoria topografica **T1** info $NH = 1.000$ $S_r = 1.000$ info

Componi orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ζ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLI) Fattore q Regola di allocazione **no** info

Componi verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spetti di risposta
- Parametri e punti spetti di risposta

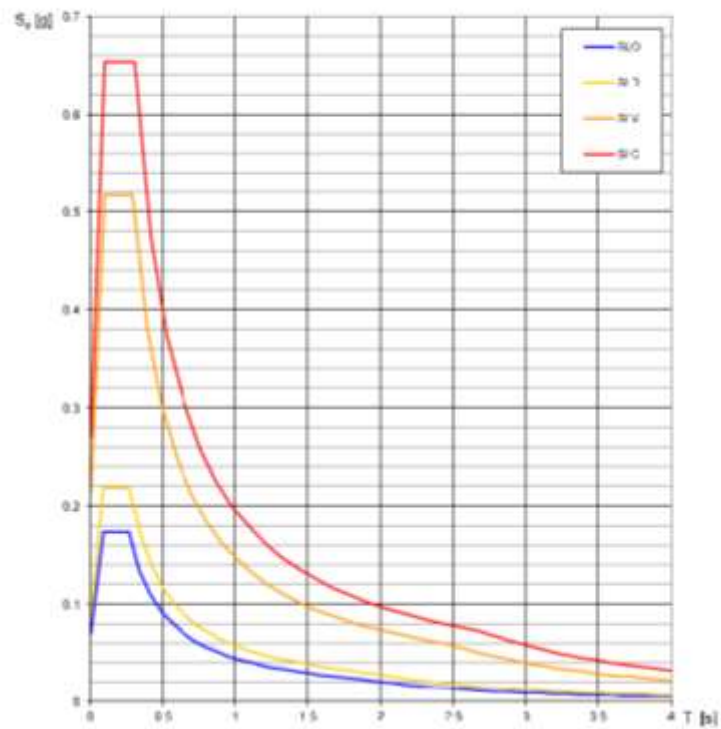
Spetti di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\zeta = 5\%$)

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.071	2.452	0.261
SLD	75	0.090	2.432	0.267
SLV	475	0.214	2.415	0.286
SLC	1462	0.271	2.415	0.300

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
T_C \leq T < T_D & S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{aligned}$$

Dove per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C')^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C')^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C')^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C')^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$\begin{aligned}
0 \leq T < T_B & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
T_B \leq T < T_C & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
T_C \leq T < T_D & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
T_D \leq T & S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
\end{aligned}$$

I valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

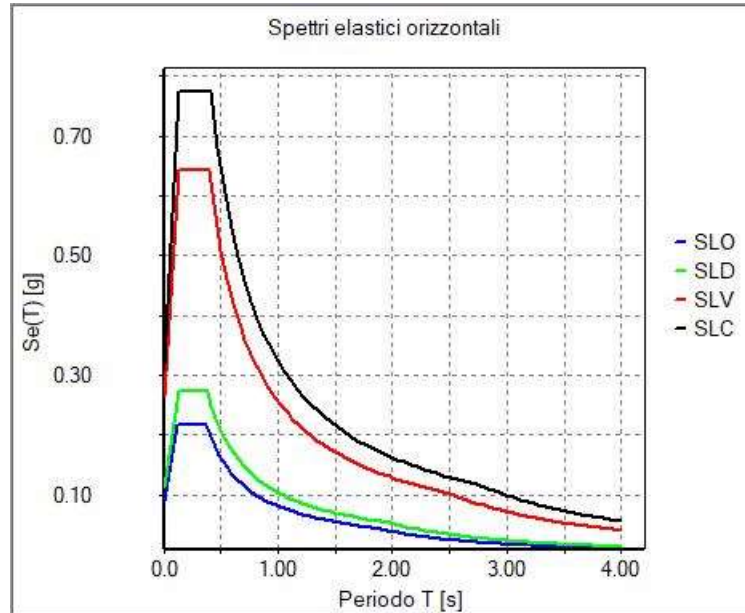


Figura 6 Spettri di Risposta Elastici

4.1.4 Combinazioni di Carico

Per le analisi in esame, in accordo con la normativa tecnica vigente (NTC 2018), per ognuno dei pozzetti calcolati, sono state impiegate le seguenti combinazioni di carico:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G1 + G2 + Ad + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Per una più dettagliata consultazione delle combinazioni di carico si rimanda agli appositi tabulati allegati a questa progettazione.

4.2 Descrizione delle Strategie di Modellazione

La necessità di valutare il grado di sicurezza attuale ha richiesto l'impiego di modelli di calcolo molto accurati, che come spesso accade nella pratica professionale si traducono nell'esigenza di utilizzo di software specializzati ed in particolare di impiego di metodi agli Elementi Finiti (FEM): il comportamento di ogni elemento strutturale viene simulato attraverso elementi numerici predefiniti scelti sulla base delle caratteristiche fisiche e geometriche della struttura sui quali il progettista intende porre maggior attenzione per la ricostruzione del modello.

Nel caso in esame il pozzetto è stato modellato impiegando i seguenti elementi strutturali:

- Elementi Bidimensionali Lineari (tipo Shell): elementi a 4 nodi in grado di trasferire tutti i tipi di sollecitazione, vengono impiegati per la schematizzazione degli elementi strutturali non aventi una dimensione prevalente, in questo caso sono stati utilizzati per modellare il pozzetto.
- Elementi Monodimensionali Elastici Zero - Length: più comunemente definiti elementi di interfaccia, sono elementi caratterizzati unicamente in base alla loro rigidità, non aventi alcuna altra caratteristica geometrica o meccanica. In questo caso vengono impiegati per la schematizzazione dell'interazione terreno – struttura.

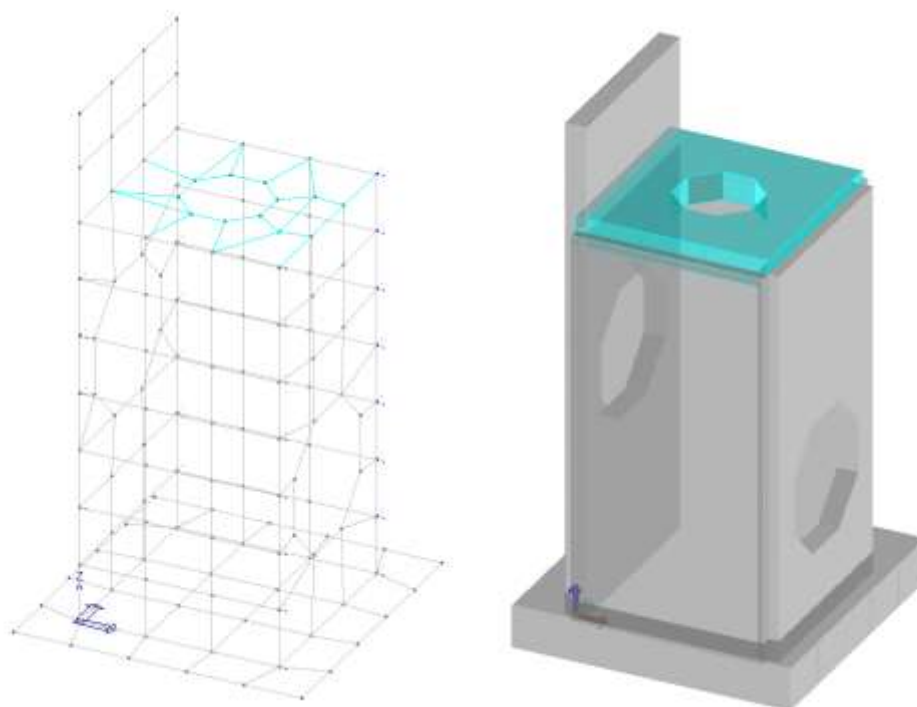


Figura 7 Vista assonometrica FEM del modello di calcolo

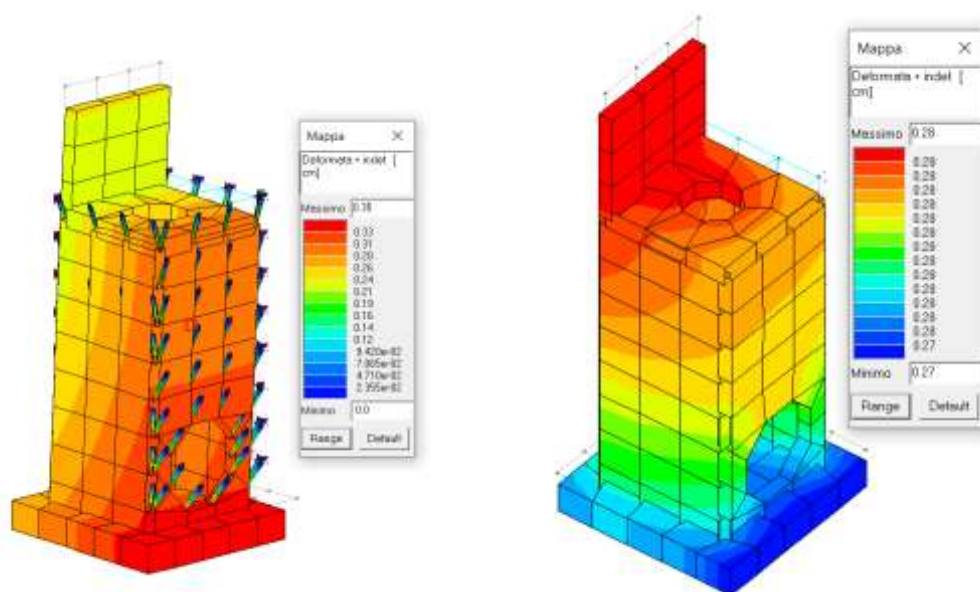
Per quanto riguarda le fondazioni invece, gli elementi bidimensionali utilizzati per la modellazione sono collegati ad elementi Zero Length di tipo spring semplice, impiegati per modellare il terreno con lo schema Winkler. La rigidità delle suddette molle dipende innanzitutto dalle caratteristiche del terreno, ma anche dalla tipologia di fondazione stessa.

Per quanto riguarda le pareti, ai fini della rappresentazione del terreno circostante i pozzetti, compreso anche quello di raccolta acque di dreno, è stata impiegata una costante di Winkler orizzontale calcolata correlando la costante verticale dello strato a quel livello con l'angolo di attrito secondo la seguente formula:

$$K = 1 - \tan^2 \phi'$$

L'elemento finito impiegato è quello Zero Length – molla reagente a compressione e trazione. Tale modellazione anomala (considerando che bisognerebbe utilizzare molle reagenti unicamente a compressione) è giustificata dal fatto che, per questo tipo di opere poco profonde e soggette ad azioni orizzontali di poca rilevanza, la differenza in termini di sovratensioni di trazione indotte nei Cls da molle reagenti a trazione, rispetto ad una modellazione con molle reagenti unicamente a compressione è pressoché nulla; risulta invece rilevante l'onere computazionale aggiunto dalla necessità di implementare nel software di calcolo elementi di interfaccia a compressione pura: tale modellazione risulta difficoltosa, in quanto bisogna utilizzare elementi a rigidità infinita a sola

compressione, collegati a nodi di rigidezza finita. Di seguito si riporta l'esempio del pozzetto tipo 4 modellato con entrambe le strategie:



Si evince dalle immagini riportate (a prescindere dalla mappa di colori che nel primo caso è influenzata dalla presenza delle aste a compressione), che gli spostamenti ottenuti dalle due modellazioni risultano pressoché uguali (a meno di una differenza di 0.07 cm) così come le deformate. Inoltre, considerando che nella prima modellazione non si raggiunge la convergenza per numerose combinazioni, è da considerarsi più solida e quindi affidabile la modellazione adottata per i calcoli in esame

Per quanto riguarda i carichi sono stati impiegati carichi di pressione per gli elementi bidimensionali, nel caso della spinta del terreno è stato impiegato un carico ad intensità variabile. L'azione sismica è stata invece valutata con il metodo dell'analisi statica equivalente (simulando quindi l'azione sismica con un carico statico) in quanto si è ritenuto superfluo ed inconcludente l'impiego di una tipologia di analisi dinamica lineare.

Da ognuno dei casi di carico applicati si ricavano poi, attraverso le opportune combinazioni di carico, le massime sollecitazioni agenti, sulle quali vengono effettuate le verifiche previste dalla normativa tecnica vigente.

Le combinazioni analizzate in relazione al passaggio di carichi mobili sono le seguenti, differenziate in base all'obiettivo:

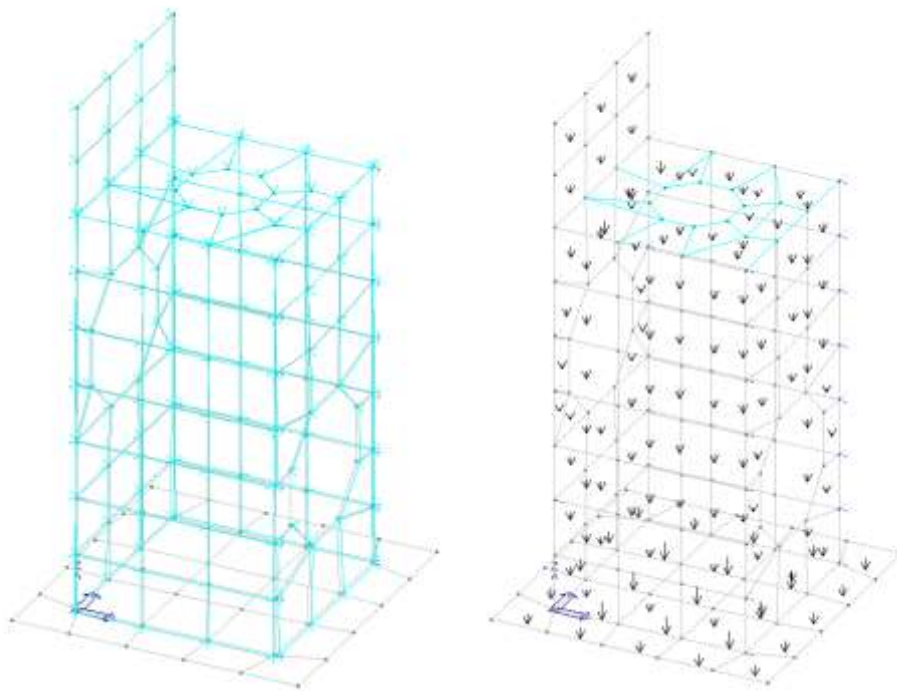


Figura 8 Carichi Applicati sugli Elementi Finiti

Per una più completa trattazione delle strategie modellative si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

Nei capitoli seguenti, pozzetto per pozzetto, si riassumeranno i risultati ottenuti da ognuna delle modellazioni eseguite con il minimo coefficiente di verifica ottenuto (rapporto tra sollecitazione agente e capacità dell'elemento strutturale).

4.2.1 Elemento gabbionate di pietrame

L'analisi strutturale per le verifiche di stabilità dei gabbioni. è stata eseguita con il "Metodo agli stati limite" con l'ausilio del software di calcolo automatico Max15 - vers.15.04b - distribuito da Aztec Informatica - Casole Bruzio (CS).

Le verifiche sono state condotte con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.
- SLU di tipo strutturale (STR).
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità del complesso opera di sostegno-terreno è stata effettuata utilizzando l'Approccio 1, Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tabelle 6.2.I e 6.2.II. e Tabella 6.8.I.

Le rimanenti verifiche sono state svolte utilizzando l'Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3) e Combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo in conto i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

4.2.2 Elemento pozzetto di raccolta acque di dreno

L'analisi strutturale per le verifiche di stabilità del pozzetto di raccolta in c.a.. è stata eseguita con il "Metodo agli stati limite" mediante l'utilizzo del software di calcolo automatico Modest ver.8.24 - distribuito da Tecnisoft -Prato.

Il calcolo è stato condotto agli elementi finiti (F.E.M.) considerando gli elementi bidimensionali (shell) ottenuti tramite discretizzazione del continuo mediante mesh.

4.3 Pozzetto Tipo 1: h=2.65

In ogni caso i calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

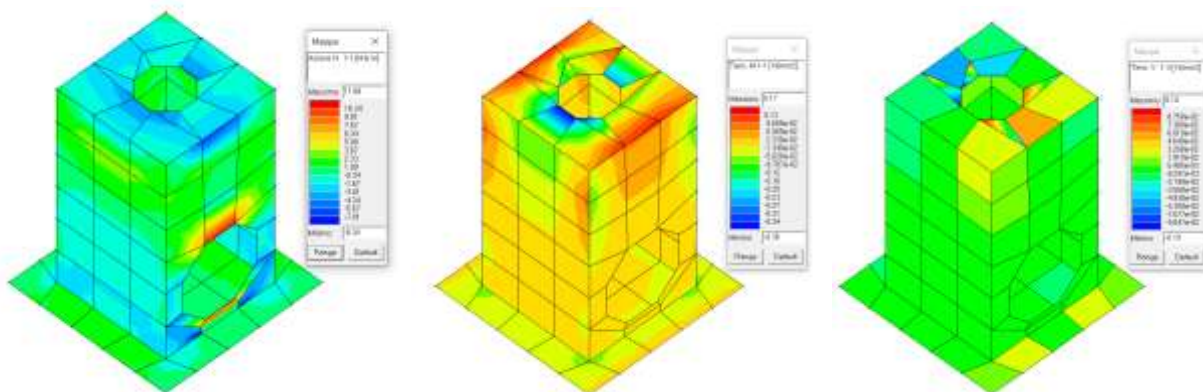


Figura 9 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1- 3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

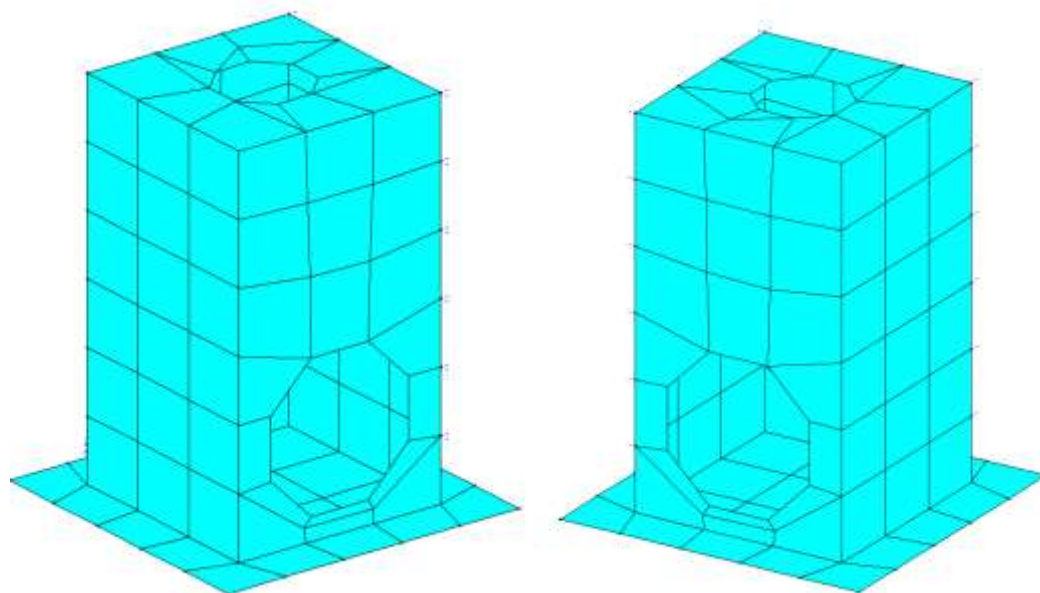


Figura 10 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto Tipo 1 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=6.25$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.4 Pozzetto Tipo 2: h=2.90 + setto 0.60

I calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

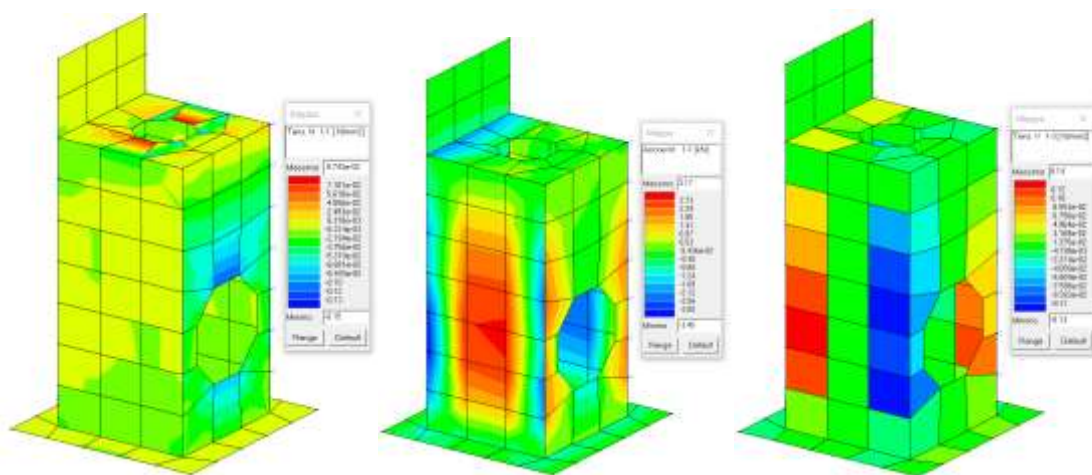


Figura 11 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

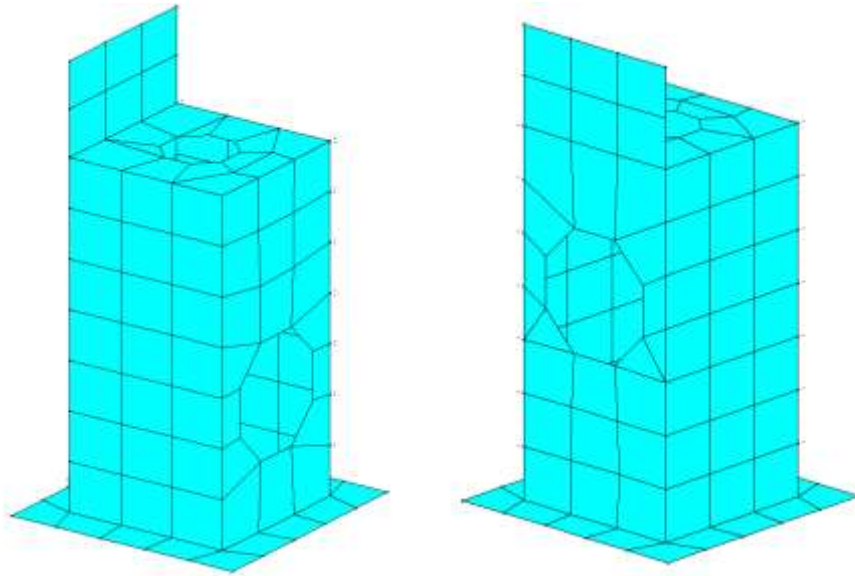


Figura 12 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto Tipo 2 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=2.94$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.5 Pozzetto Tipo 3: h=3.00

I calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involucro nelle direzioni principali:

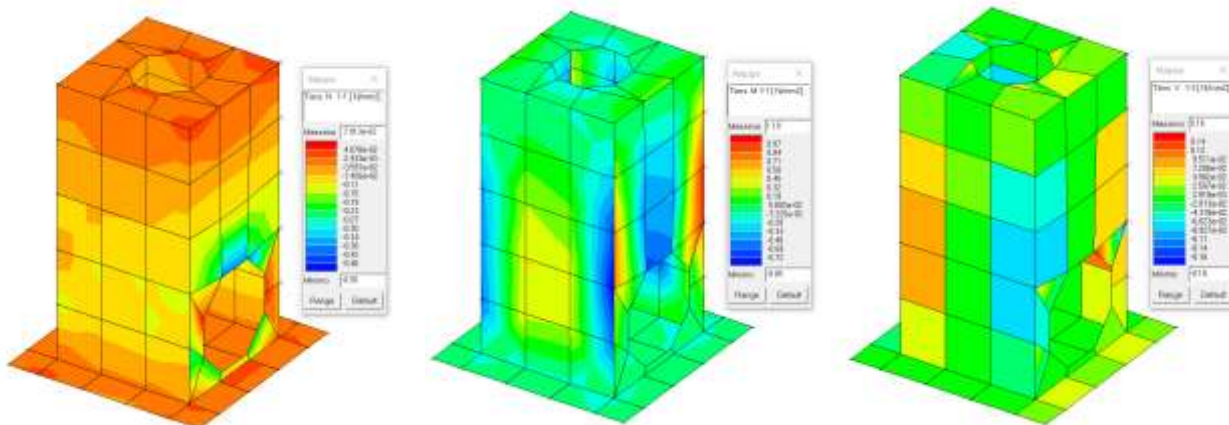


Figura 13 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

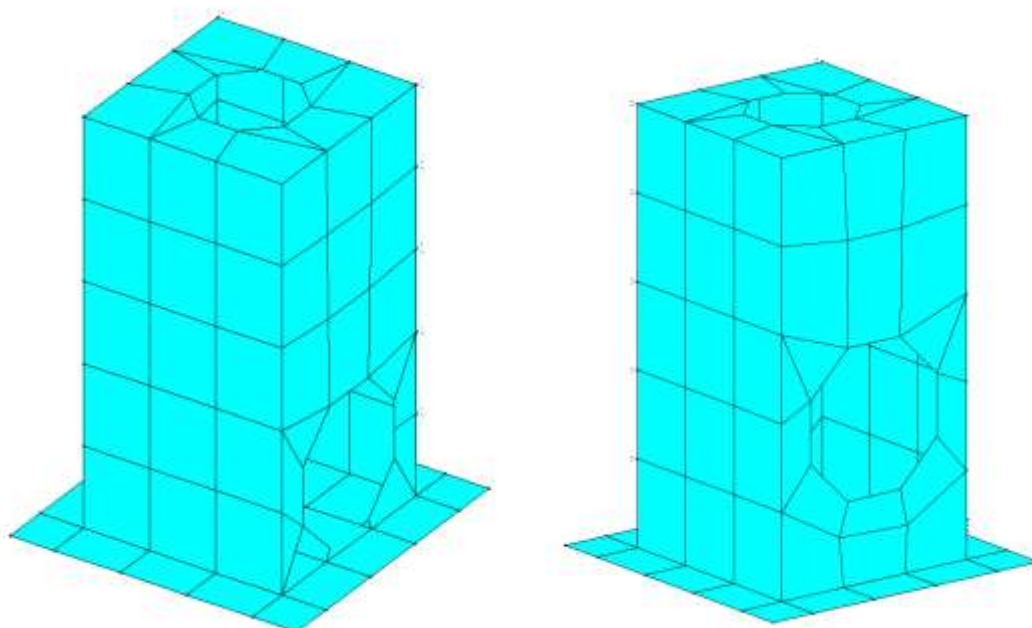


Figura 14 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto Tipo 3 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=3.33$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.6 Pozzetto Tipo 4: h=3.40 + setto 0.90

In ogni caso i calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

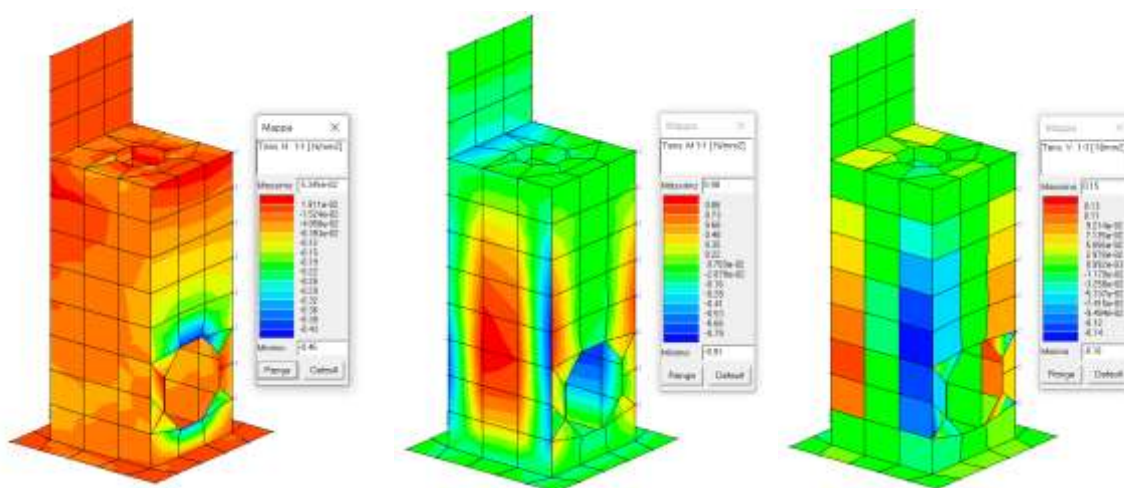


Figura 15 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

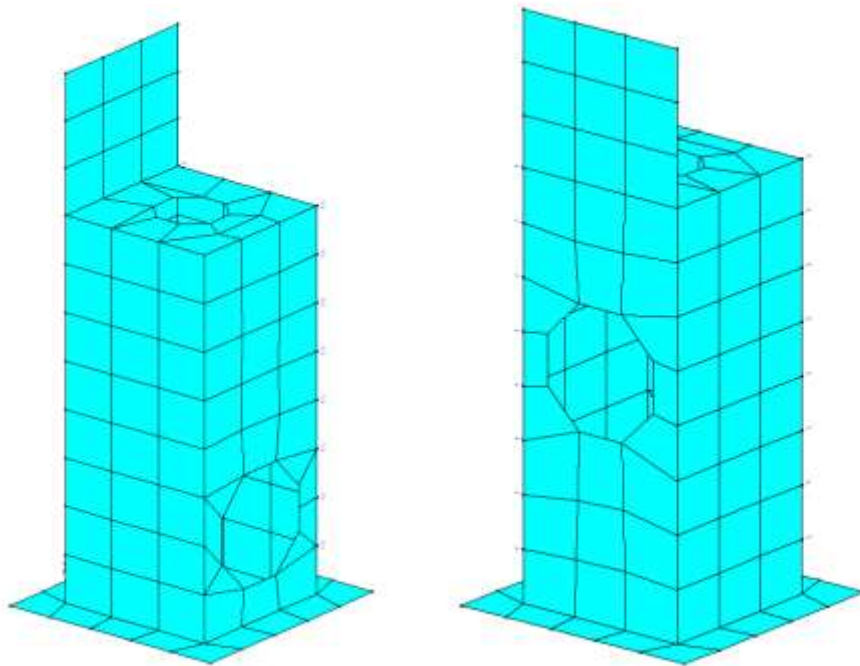


Figura 16 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto tipo 4 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E = 2.72$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.7 Pozzetto Tipo 5: h=3.50

In ogni caso i calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

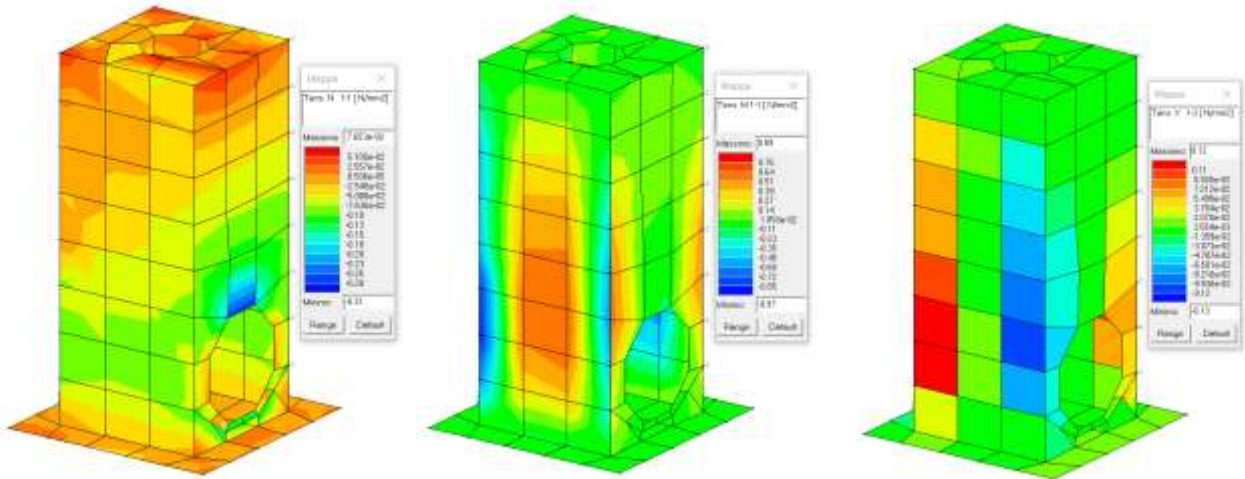


Figura 17 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

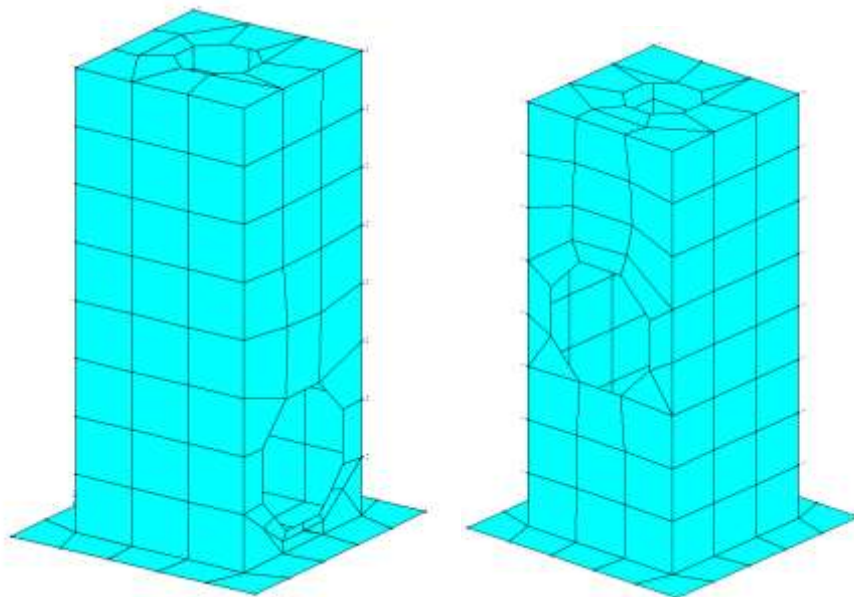


Figura 18 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto Tipo 5 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=3.89$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta**.

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.8 Pozzetto Tipo 6: h=4.15

In ogni caso i calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

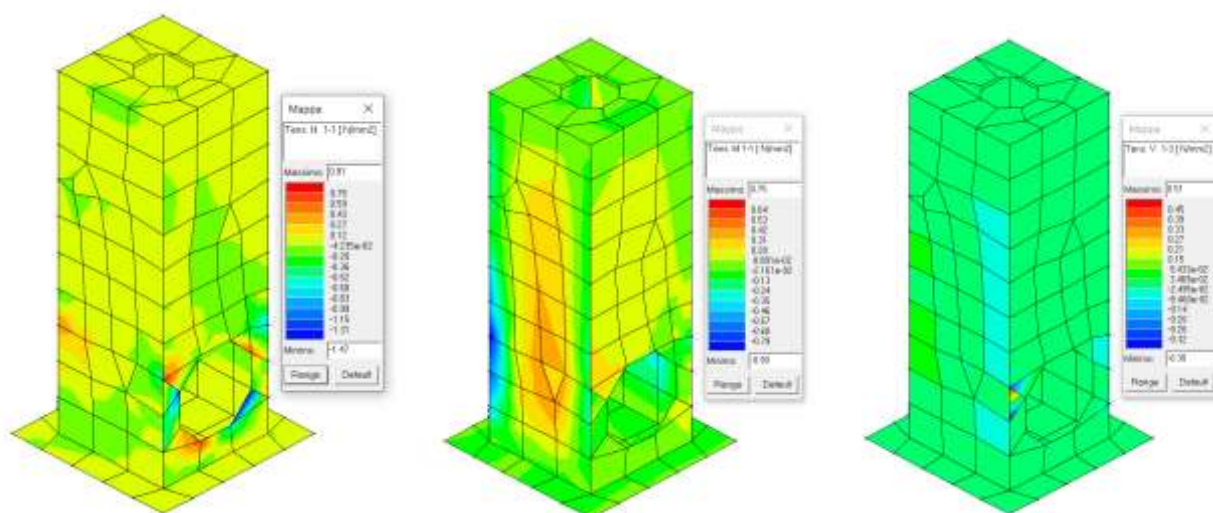


Figura 19 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

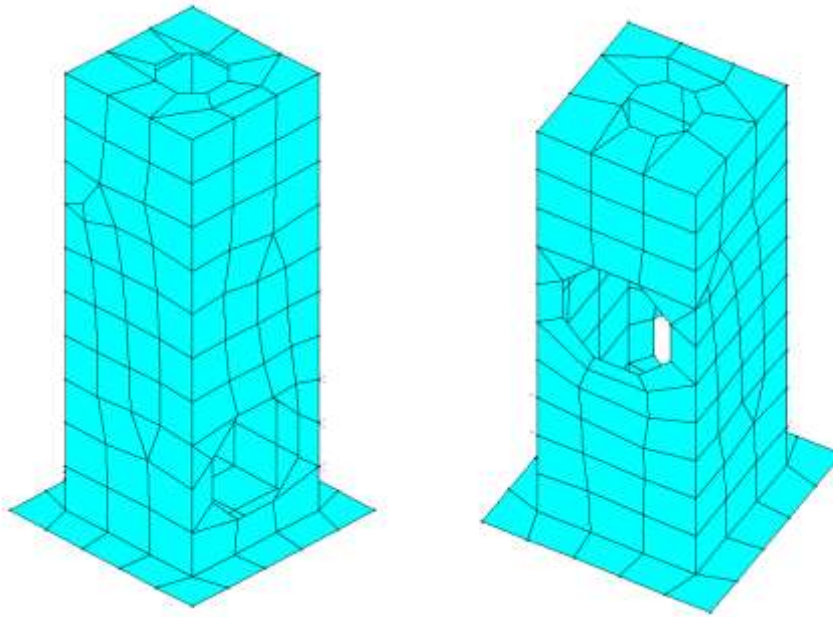


Figura 20 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto Tipo 6 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=2.22$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.9 Pozzetto Tipo 7: h = 5.50

In ogni caso i calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

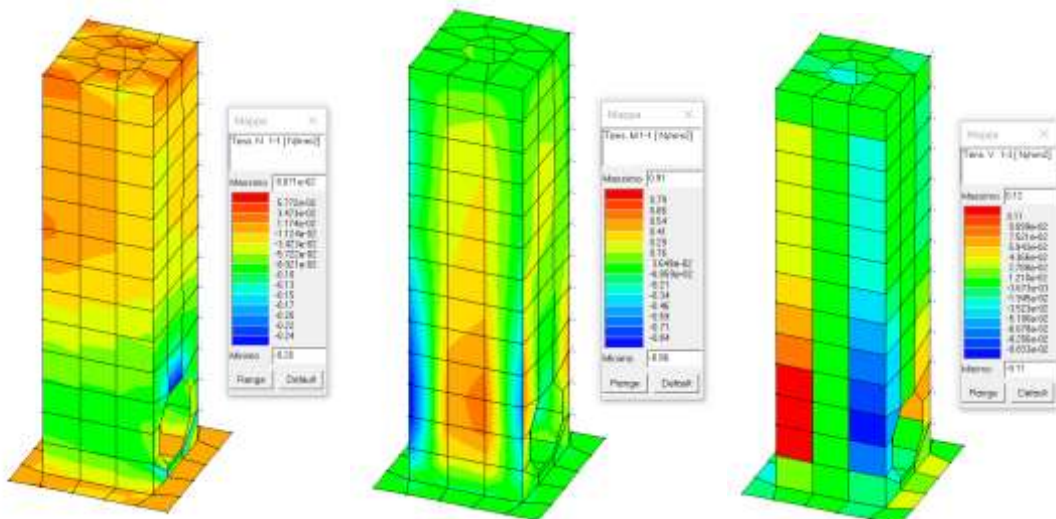


Figura 21 Da destra N 1-1 M 1-1 e V 1-3

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

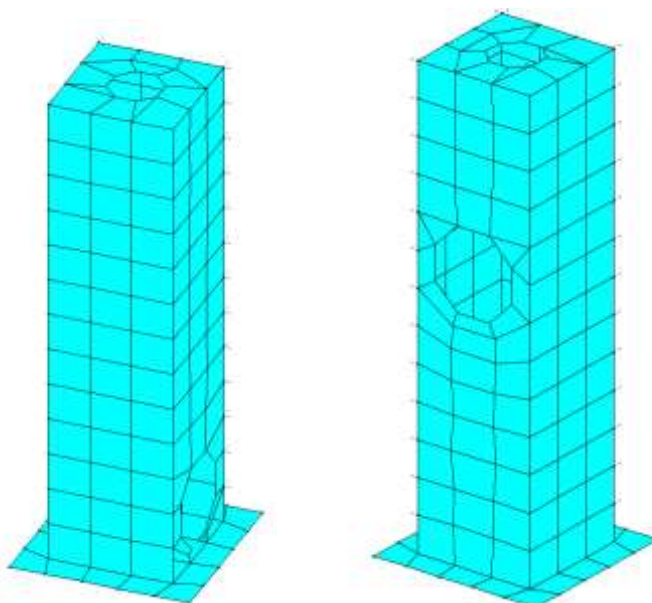


Figura 22 Stato di Verifica Elementi Bi-Dimensionali

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati ed in celeste quelli verificati, pertanto si può notare come il pozzetto tipo 7 possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigente. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=3.45$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

4.10 Pozzetto di raccolta acque di dreno

I calcoli condotti hanno portato alla definizione delle seguenti sollecitazioni di involuppo nelle direzioni principali:

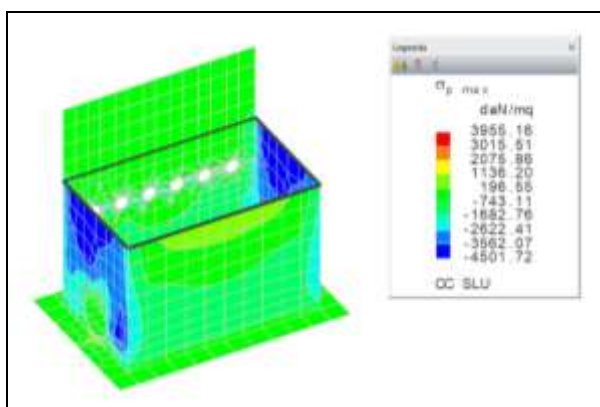


Figura 25 Tensioni principali massime

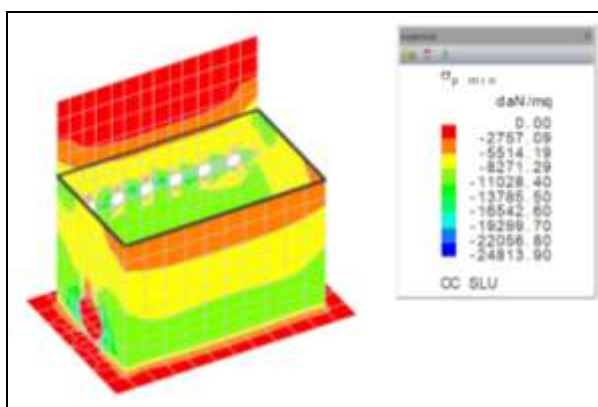


Figura 26 Tensioni principali minime

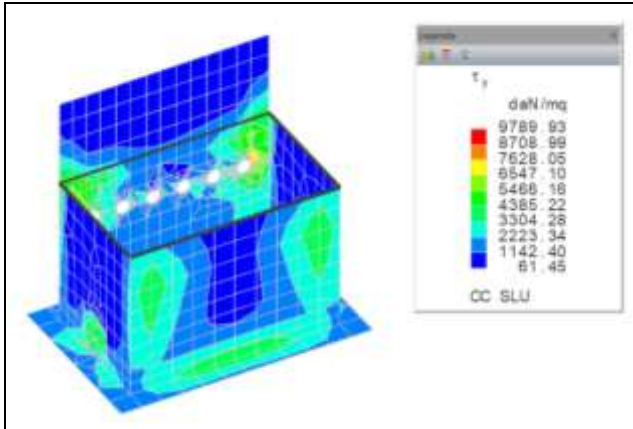


Figura 23 Tensioni tangenziali compressive

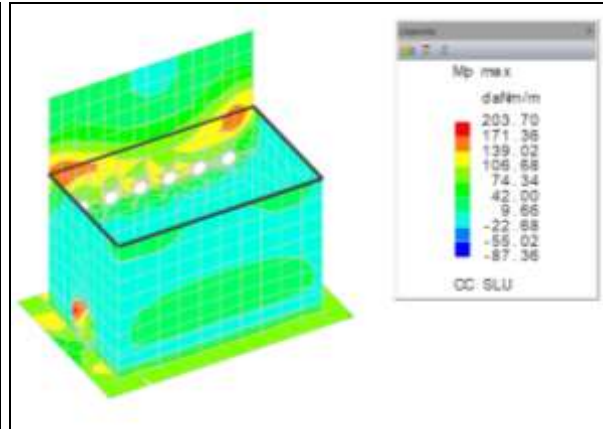


Figura 24 Momento principale massimo

Per una trattazione più completa delle sollecitazioni sugli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

Le verifiche sugli elementi strutturali sono state effettuate mediante routine implementate all'interno del programma di calcolo, di seguito si riporta una sintesi dei risultati sugli elementi verificati ed il minimo coefficiente di sicurezza riscontrato.

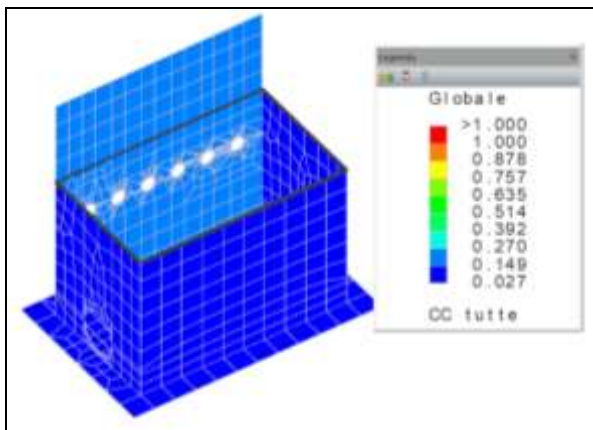


Figura 23 Stato di Verifica: tassi di sfruttamento

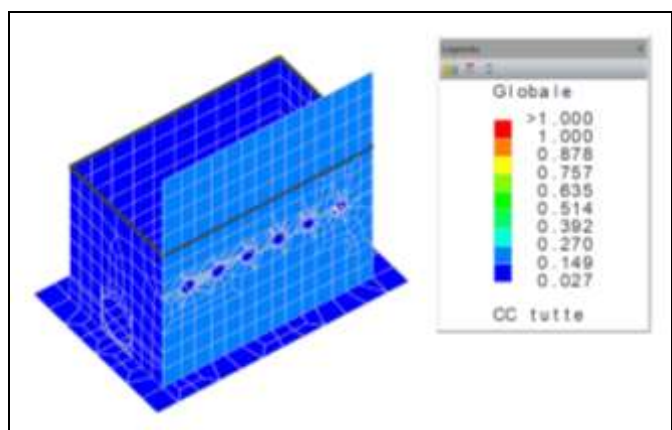


Figura 26 Stato di Verifica: tassi di sfruttamento

Il programma evidenzia in rosso gli elementi non verificati pertanto si può notare come il pozzetto in questione possa sopportare i carichi previsti dalla normativa vigenti. Di seguito si riporta il minimo coefficiente di verifica pari a:

$$\zeta_E=5.46$$

Questo coefficiente risulta essere il minimo tra quelli sismici ricavati dalle verifiche effettuate, rappresenta perciò la percentuale delle azioni attese, sopportabili dalla struttura allo stato attuale.

Essendo di molto maggiore ad 1 **la verifica è soddisfatta.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

La verifica dei due muri controterra e della zanella sono state condotte con il software di calcolo MAX "15" della software house Aztec, grazie al quale è possibile effettuare una modellazione FEM di problemi complessi, di natura geo – strutturale come quelli oggetto di studio.

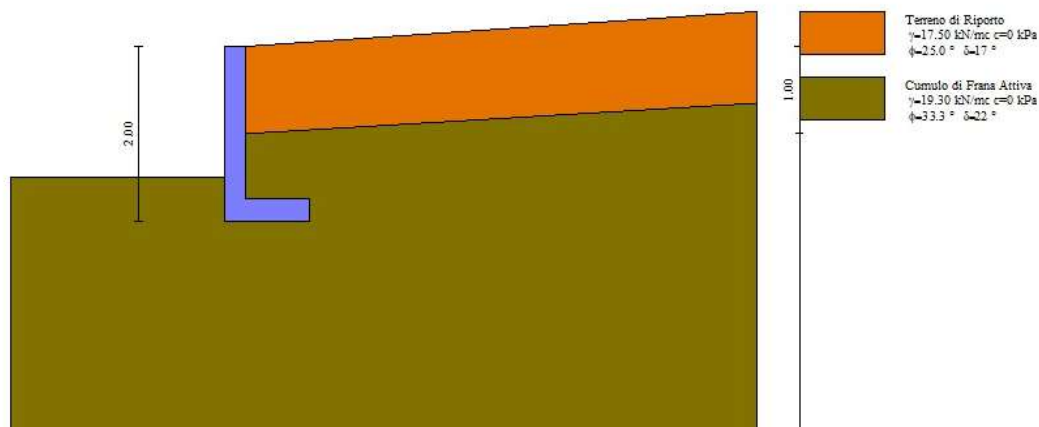


Figura 24 Modello di Calcolo Muro 1

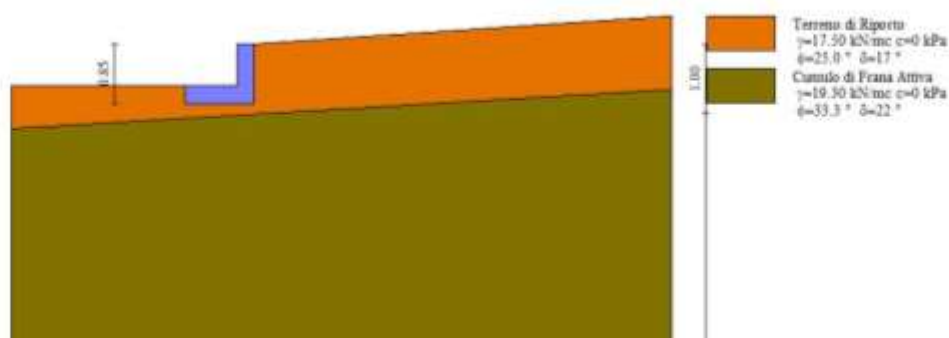


Figura 25 Modello di Calcolo Zanella

Le verifiche effettuate grazie alle routine del software di calcolo hanno mostrato i seguenti coefficienti di sicurezza minimi:

- Muro 1 $\zeta_E=1.227$
- Muro 2 $\zeta_E=1.071$
- Zanella $\zeta_E=1.003$

Essendo i coefficienti di sicurezza maggiori di 1 **le verifiche sono soddisfatte.**

Per una trattazione più approfondita delle condizioni di verifica degli elementi strutturali si rimanda ai tabulati di calcolo allegati a questa progettazione.

6. CONCLUSIONI

Dai risultati ottenuti dal calcolo, così come dettagliatamente illustrato nella documentazione inerenti di progetto, emerge un quadro generale, in termini di sicurezza strutturale, alquanto rassicurante. Di fatti si ottengono, in tutti i casi, coefficienti di sicurezza superiori rispetto all'unità. Essendo le verifiche richieste dalla normativa soddisfatte, il progetto in questione può ritenersi pienamente realizzabile.