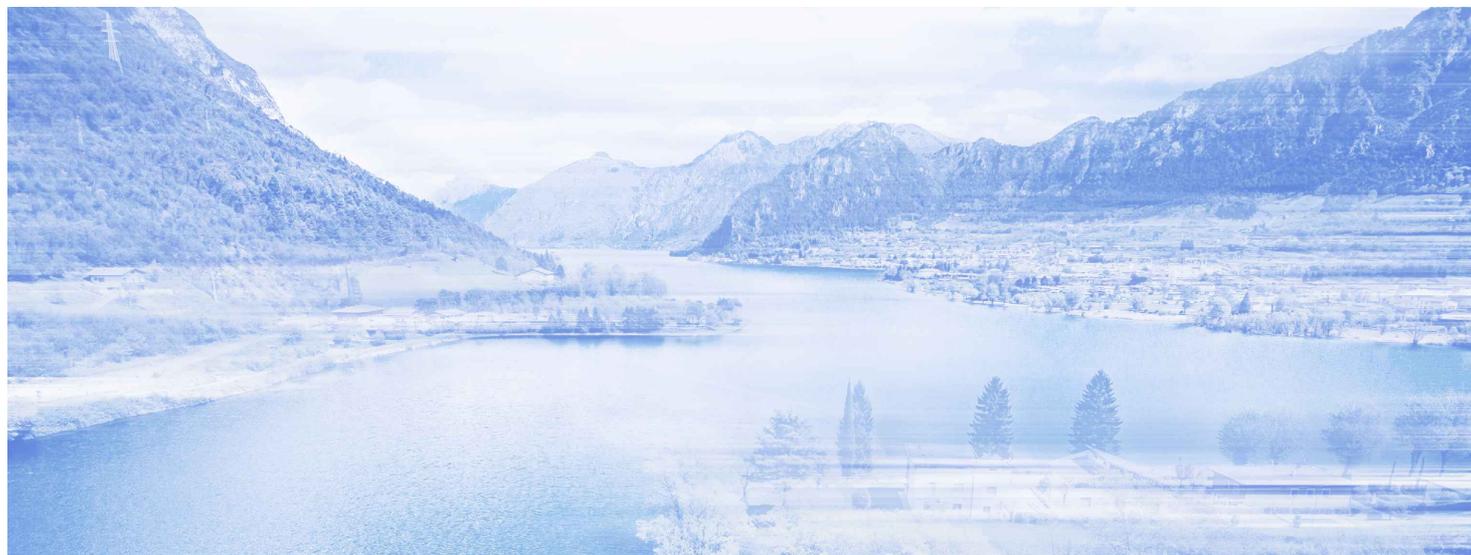


NUOVE OPERE DI REGOLAZIONE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL LAGO D'IDRO



RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROGETTISTI



PROGETTO ESECUTIVO

IMBOCCO

OPERE STRUTTURALI DEFINITIVE - FABBRICATO PARATOIE

Muri piazzale - Relazione di calcolo

Fase PE	Ambito IMB	Opera OSD	Argomento FP	Progressivo 002	Tipo elaborato RC	Revisione A
Redatto R. Conforti		Controllato M. Ghidoli		Approvato P. Galvanin		Scala - Data 18/10/22

 Agenzia Interregionale per il fiume Po	IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	
	Ing. M. Vergnani	
RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE ALPINA S.p.A. Ing. Paola Erba	PROGETTAZIONE STRUTTURALE ALPINA S.p.A. Ing. Paolo Galvanin	

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	18/10/2022	Prima emissione	RCO	MGI	PGA
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Riferimenti normativi	7
2.1.1	Leggi e Decreti.....	7
2.1.2	Circolari Nazionali	7
2.1.3	Regolamenti Regionali.....	7
2.1.4	Norme Europee.....	7
2.2	Documenti di progetto esecutivo	8
2.3	Software di calcolo	8
2.4	Normative e documenti di riferimento	8
3	MATERIALI	10
3.1	Strutture in cemento armato	10
3.1.1	Calcestruzzo	10
3.1.2	Acciaio per armatura lenta.....	10
4	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	11
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
5.1	Inquadramento generale	12
5.2	Stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici	12
5.3	Livelli di falda	13
6	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	14
6.1	Vita nominale	14
6.2	Classe d'uso	14
6.3	Azione sismica	14
6.3.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	14
6.3.2	Parametri sismici e accelerazione al suolo di progetto	14
7	DESCRIZIONE DELLE OPERE	16
7.1	Geometria delle opere e schemi di calcolo	16
8	CRITERI VERIFICA	17
8.1	Criteria di dimensionamento e modellazione delle opere	17
8.1.1.1	Analisi Statica	17
8.1.2	Analisi Sismica.....	18
8.1.2.1	Metodi di analisi	18
9	MODELLAZIONE E VERIFICA : MURO SU PIAZZALE	19

9.1	Geometria delle opere e schemi di calcolo	19
9.1.1	Modellazione strutturale	20
9.1.1.1	Geometria muro	20
9.1.1.2	Parametri geotecnici e sismici	21
9.1.2	Condizioni e combinazioni di calcolo	21
9.2	Sollecitazioni di verifica	22
9.3	Verifiche strutturali STR	29
9.4	Verifiche geotecniche GEO	36
9.4.1	Verifiche globali	36
9.4.2	Verifiche Pali	36
10	MODELLAZIONE E VERIFICA: MURO SU STRADA	40
10.1	Geometria delle opere e schemi di calcolo	40
10.1.1	Modellazione strutturale	41
10.1.2	Parametri geotecnici e sismici	41
10.1.3	Analisi dei carichi	42
10.1.4	Condizioni e combinazioni di calcolo	47
10.2	Sollecitazioni di verifica	49
10.3	Verifiche strutturali STR	52
10.4	Verifiche geotecniche GEO	54
11	MODELLAZIONE E VERIFICA: BANCHETTONE SU STRADA	55
11.1	Geometria delle opere e schemi di calcolo	55
11.1.1	Modellazione strutturale	55
11.1.2	Parametri geotecnici e sismici	56
11.1.3	Analisi dei carichi	57
11.1.4	Condizioni e combinazioni di calcolo	62
11.2	Sollecitazioni di verifica	64
11.3	Verifiche strutturali STR	66
11.4	Verifiche geotecniche GEO	68

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento a livello di progettazione esecutiva dei muri definitivi del piazzale del fabbricato camera paratoie, di un muro di sostegno e di un banchettone. Esse ricadono nell'ambito dei lavori delle Nuove opere di regolazione per la messa in sicurezza del lago d'idro previsti nell'area di imbocco.

L'imbocco della galleria idraulica lato Idro prevede la realizzazione di diverse opere strutturali che si estendono dal lago d'Idro fino a monte della Via Nazionale S.S. 237, interferendo con la S.S.237 stessa. Tra le opere definitive previste vi è la costruzione di un fabbricato paratoie la cui planimetria è mostrata di seguito.

I muri definitivi oggetto della presente relazione sono locati davanti alla berlinese provvisionale di micropali realizzata durante le fasi di costruzione (per maggiori dettagli in merito al dimensionamento di tale berlinese, si rimanda all'elaborato PE-IMB-OPR-GE-001-RC-A-01).

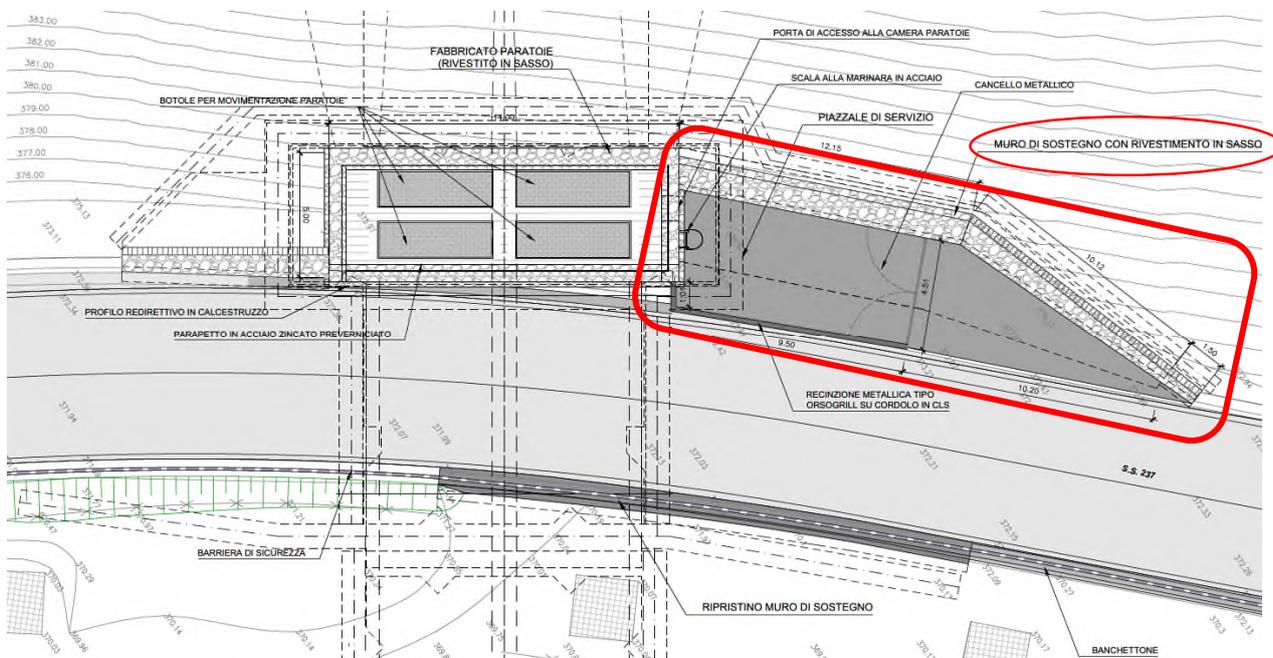


Figura 1 Fabbricato paratoie - Planimetria di progetto

La tipologia prevista per l'opera è di tipo a mensola su pali con paramento verticale di monte altezza massima 8.10m. Il paramento a valle ha pendenza 1 su 10; la fondazione di spessore 0.95m ha larghezza variabile con un massimo di 4.50m. I pali di diametro 800mm sono ad interasse 2.00m a quinconce. Di seguito vengono riportati alcuni estratti dagli elaborati di progetto.

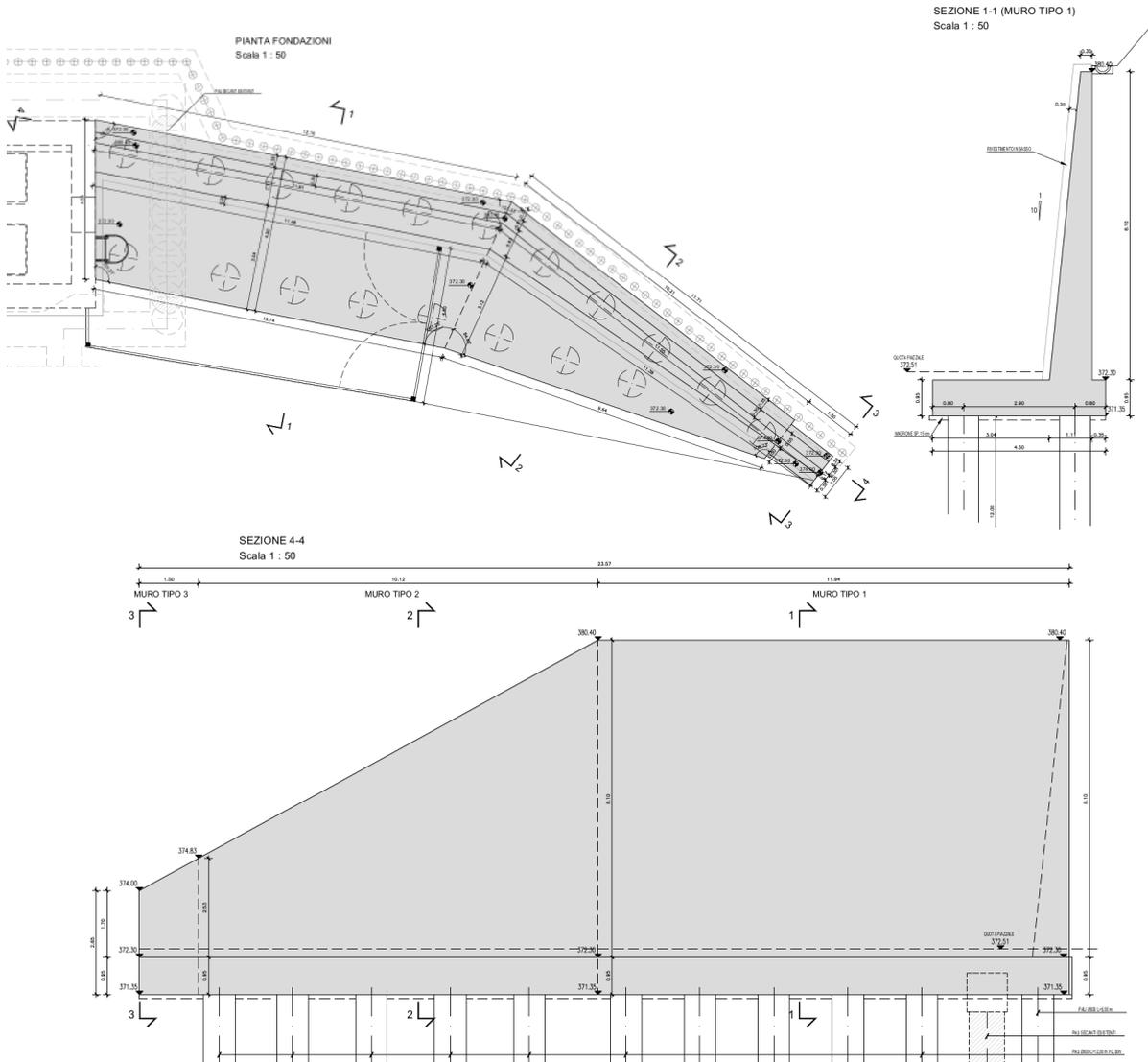


Figura 2

Nei capitoli successivi sono riportati le caratteristiche dei materiali (§3), i valori dei copriferro adottati (§4), la caratterizzazione geotecnica (§5) e sismica (§6), i modelli di calcolo delle opere strutturali e le verifiche effettuate (§9).

Ulteriori opere descritte nella presente relazione sono:

- Un muro di sostegno in corrispondenza di un tratto stradale, il cui progetto e verifiche sono mostrate al capitolo §10;
- Un banchettone in corrispondenza di un tratto stradale realizzato in sommità di un muro esistente previa demolizione di quest'ultimo. Il progetto e verifiche del banchettone sono mostrate al capitolo §11.

Di seguito vengono riportati alcuni estratti dagli elaborati di progetto.

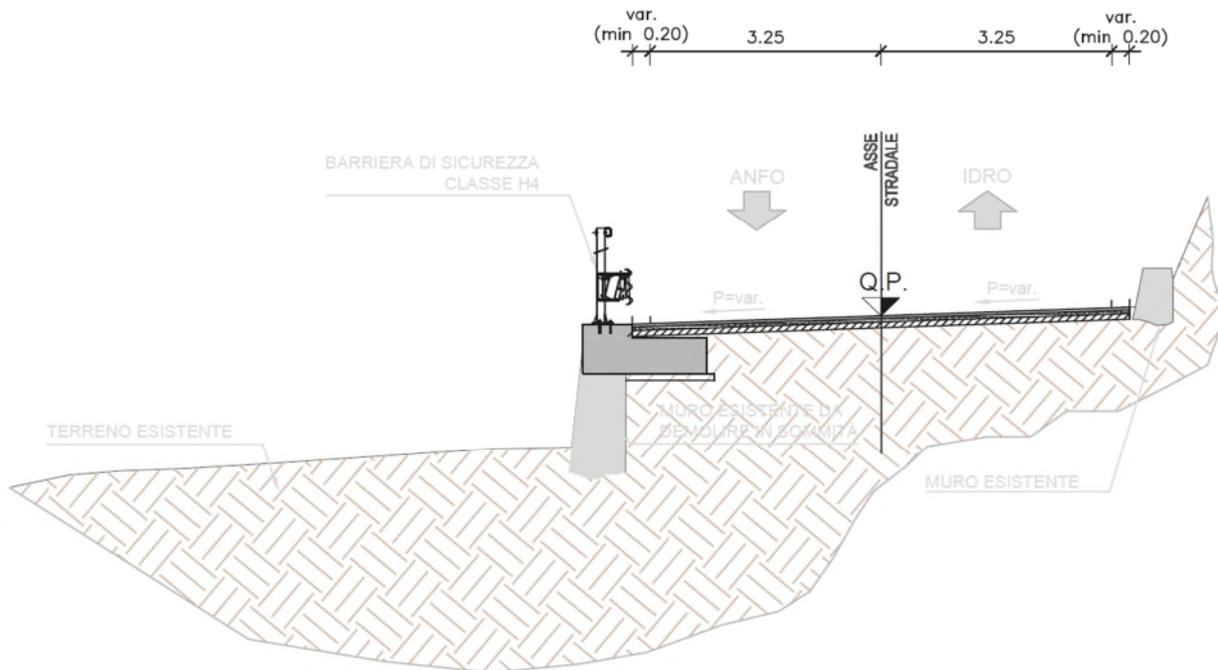


Figura 3 – Banchettone su strada



Figura 4 – Muro su strada

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Riferimenti normativi

2.1.1 Leggi e Decreti

- [1] Legge n.1086 del 05.11.1971
Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica. G.U. n.321 del 21.12.1971
- [2] Legge n.64 del 02.02.1974
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. G.U. n.76 del 21.3.1974
- [3] Decreto Ministero delle Infrastrutture del 17.01.2018
Norme tecniche per le costruzioni.
- [4] Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26.06.2014
Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse). G.U. n. 156 del 08.07.2014

2.1.2 Circolari Nazionali

- [5] Circolare del 21.01.2019 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n. 7
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.1.3 Regolamenti Regionali

- [6] Decreto Giunta Regionale – Regione Lombardia del 11.07.2014
Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

2.1.4 Norme Europee

- [7] Eurocodice 1 “Azioni sulle strutture / Parte 1-7: Azioni generali – Azioni eccezionali” UNI EN 1991-1-7 - Settembre 2005
- [8] Norma Europea: Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo / Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici” UNI EN 1992-1-1 - Novembre 2005
- [9] Norma Europea: Eurocodice 7 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI EN 1997- 1 Maggio 2009
- [10] Norma Europea: Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” UNI EN 1998-1 - Marzo 2005

- [11] Norma Europea: Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” UNI EN 1998-5 – Gennaio 2005
- [12] Norma UNI EN 206-1:2016 “Calcestruzzo / Parte 1 : Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- [13] Norma UNI 11104:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”

2.2 Documenti di progetto esecutivo

Di seguito si riportano gli elaborati grafici di riferimento dell'intervento in progetto a cui si rimanda per tutte le indicazioni di dettaglio.

	Fabbricato paratoie	
PE-IMB-OSD-FP-001-RC-A	Camera paratoie - Relazione di calcolo	-
PE-IMB-OSD-FP-002-RC-A	Muri piazzale - Relazione di calcolo	-
PE-IMB-OSD-FP-003-PZ-A	Camera paratoie - Piante e sezioni	1:100
PE-IMB-OSD-FP-004-PL-A	Planimetria di progetto e tracciamento	1:100
PE-IMB-OSD-FP-009-CP-A	Muri piazzale - Carpenteria	1:50
PE-IMB-OSD-FP-010-AR-A	Muri piazzale - Armatura - Tav. 1/2	1:50
PE-IMB-OSD-FP-011-AR-A	Muri piazzale - Armatura - Tav. 2/2	1:50

Tabella 2-1: Elenco elaborati – Fabbricato paratoie

2.3 Software di calcolo

Per eseguire le analisi numeriche riportate nella presente relazione sono stati impiegati i seguenti software:

- Analisi Strutture di Sostegno: MAX versione 15.0 – Analisi e Calcolo Muri di Sostegno - Aztec Informatica srl
- Verifica delle Sezioni in c.a.: RC-Sec della Geostru Software di Reggio Calabria (Versione 2021.11)

2.4 Normative e documenti di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore e nel seguito elencate:

- 1) Dpr 380/01 e s. m. i. “Testo Unico Per L'Edilizia”
- 2) D.M. 17 gennaio 2018: Nuove Norme tecniche per le costruzioni
- 3) Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – “Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
- 4) Norma Europea: Eurocodice 1 “Azioni sulle strutture / Parte 1-7: Azioni generali – Azioni eccezionali” UNI EN 1991-1-7 - Settembre 2005
- 5) Norma Europea: Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo / Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici” UNI EN 1992-1-1 - Novembre 2005

- 6) Norma Europea: Eurocodice 7 (1997) – Progettazione geotecnica –Parte I: Regole Generali – UNI EN 1997- 1 Maggio 2009
- 7) Norma Europea: Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici” UNI EN 1998-1 - Marzo 2005
- 8) Norma Europea: Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica / Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici” UNI EN 1998-5 – Gennaio 2005
- 9) Norma UNI EN 206-1:2016 “Calcestruzzo / Parte 1 : Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- 10) Norma UNI 11104:2016 “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”

3 MATERIALI

Si riporta di seguito l'elenco con le caratteristiche principali dei materiali utilizzati per il dimensionamento e le verifiche dei vari elementi costituenti il manufatto.

3.1 Strutture in cemento armato

3.1.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Classe di esposizione: $\rightarrow \text{XC4 - XA2}$
- Classe di consistenza: $\rightarrow \text{S4}$
- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica): $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
- Resistenza media a compressione: $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$
- Modulo elastico: $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642 \text{ Mpa}$
- Resistenza di calcolo a compressione: $\rightarrow f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione media: $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.09 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione: $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione di calcolo: $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$
- Resistenza a compressione (comb. rara): $\rightarrow \sigma_c = 0.60 \times f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$
- Resistenza a compressione (comb. quasi permanente): $\rightarrow \sigma_c = 0.45 \times f_{ck} = 14.94 \text{ Mpa}$
- Massimo rapporto acqua/cemento: $\rightarrow 0.50$
- Minimo contenuto di cemento: $\rightarrow 340 \text{ kg/m}^3$
- Diametro aggregati: $\rightarrow 25 \text{ mm}$

3.1.2 Acciaio per armatura lenta

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

- Tensione di snervamento caratteristica: $\rightarrow f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura: $\rightarrow f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
- Tensione in condizione di esercizio (comb. rara): $\rightarrow s_s = 0.80 f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo: $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$

4 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro viene calcolato secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1, §4.4.1): il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo (c_{min}) più un margine di progetto per gli scostamenti Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Il copriferro minimo (c_{min}) è pari a:

$$c_{min} = \max (c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm})$$

in cui:

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza e vale 14 mm (diametro massimo delle barre isolate);
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (Classe di esposizione XC4 - 30 mm);
- $\Delta c_{dur,g}$ riduzione del copriferro per margine di sicurezza (0 mm);
- $\Delta c_{dur,st}$ riduzione del copriferro per utilizzo di acciaio inossidabile (0 mm);
- $\Delta c_{dur,add}$ riduzione del copriferro per utilizzo di protezione aggiuntiva (0 mm).

Pertanto, si ha $c_{min} = 30 \text{ mm}$.

Essendo Δc_{dev} pari a 10 mm, si ha:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Inquadramento generale

Per un quadro completo delle condizioni geotecniche ed idrogeologiche dell'opera si rimanda ai seguenti documenti di progetto esecutivo:

- PE-000-GEO-GG-001-RH Relazione Geologica ed Idrogeologica
- PE-000-GEO-GG-002-RB Relazione di Caratterizzazione Geomeccanica
- PE-000-GEO-GG-003-RB Relazione di Caratterizzazione Geotecnica
- PE-000-GEO-SS-001-RH Relazione Sismica

5.2 Stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici

L'intervento trattato nella presente relazione si riferisce alle opere provvisorie all'imbocco della galleria di by-pass in corrispondenza del fabbricato paratoie, a valle della SP 237. Le opere in progetto saranno realizzate nei depositi detritici di versante che sono costituiti da ghiaie grossolane con clasti spigolosi con sfericità bassa, immersi in matrice sabbioso – limosa. Sono presenti frequenti porzioni cementate, ben visibili in affioramento.

Di seguito si riporta invece uno stralcio del profilo geologico del terreno interessato dall'opera ed i relativi parametri geotecnici utilizzati nel dimensionamento delle opere oggetto della presente relazione.

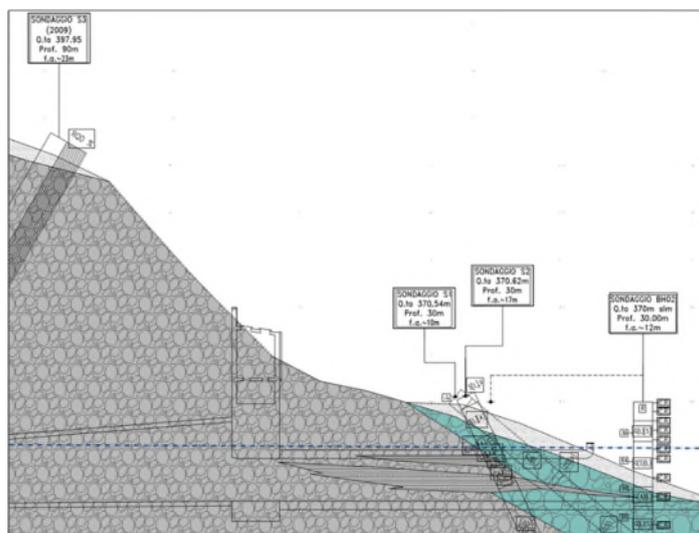


Figura 5 Sezione geologica imbocco nord

Imbocco Lato Monte Paratia frontale (quota piano campagna di riferimento 383.6m slm)								
Stratigrafia			Profondità		Parametri caratteristici			
			da [m]	a [m]	γ_n [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]	E25 (operativo) [MPa]
Strato 2	G, S, L	Ghiaia sabbiosa debolmente limosa	0	5	20	40	0	60
			5	25	20	41	0	90
			25	>	20	40	0	130

Tabella 5-1 Stratigrafia e parametri geotecnici caratteristici – Lato Monte Paratia frontale

5.3 Livelli di falda

Nell'area di imbocco della galleria naturale la quota di falda è fissata dal livello dell'acqua del lago d'Idro che oscilla tra un livello di minima ed uno di massima regolazione rispettivamente pari a 364.75 e 368.00m slm. Nel caso in esame, la quota di massima regolazione risulta essere inferiore alla quota di intradosso fondazione del muro prevista a 371.35m slm.

6 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – (NTC 2018)[3] e in accordo con lo specifico D.M. 26/06/2014 – "Norme tecniche per la progettazione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)"[4].

6.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 - Opere provvisorie	≤ 10
2 - Opere ordinarie	≥ 50
3 - Grandi opere	≥ 100

Tabella 6-1 Tipo e vita nominale dell'opera

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 3 – Grandi opere - con vita nominale pari a 100 anni.

6.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a IV (si veda § 2.4.2 NTC 2018).

6.3 Azione sismica

6.3.1 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come:

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

Tabella 6-2 Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \times 2,0 = 200 \text{ anni}$$

6.3.2 Parametri sismici e accelerazione al suolo di progetto

I parametri che caratterizzano l'azione sismica sono individuati utilizzando il software Spettri-NTC ver.1.0.3 distribuito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, una volta inserite le coordinate geografiche in prossimità delle opere, come segue:



FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

LONGITUDINE: 10.46234 LATTITUDINE: 45.73776

REGIONE: Lombardia PROVINCIA: Brescia COMUNE: Piazza

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo: Sito esterno al reticolo, Interpolazione su 3 nodi, Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3



FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_n : 100 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_u : 2 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 200 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{IR} = 81\%$	120
	SLD - $P_{IR} = 63\%$	201
Stati limite ultimi - SLL	SLV - $P_{IR} = 10\%$	1898
	SLC - $P_{IR} = 5\%$	2475

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO: --- Strategia per costruzioni ordinarie, --- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	120	0.080	2.450	0.259
Danno (SLD)	201	0.101	2.469	0.262
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.244	2.438	0.283
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.267	2.440	0.286
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			

Tabella 5 Definizione parametri sismici di progetto

7 DESCRIZIONE DELLE OPERE

7.1 Geometria delle opere e schemi di calcolo

La costruzione delle opere definitive di imbocco della galleria idraulica prevede la realizzazione di un piazzale attiguo al fabbricato paratoie. Il terreno a monte di tale piazzale è sostenuto da un muro a mensola in c.a. su pali oggetto della presente relazione.

L'opera in esame è costituita da un paramento di altezza variabile tra 1.7 e 8.1m. Il paramento ha uno spessore minimo di 0.3m, è verticale lato terreno ed inclinato con pendenza 1H:10V. Lo spessore massimo che il paramento raggiunge ad estradosso fondazione è di 1.10m. La soletta fondazione ha uno spessore di 0.95m ed una larghezza variabile tra 1.4 e 4.5m. Il muro è fondato su pali di diametro Ø800mm di lunghezza 12m, ad esclusione di No.2 pali di lunghezza 5m posti a ridosso del fabbricato paratoie. Tale differenza di lunghezza nei pali è dovuta alla presenza della dima di attacco realizzata per la realizzazione del primo concio della galleria naturale. L'interasse dei pali è di $1.5 \times D = 2m$, sufficiente per dimensionare la capacità portante dei pali di fondazione senza includere riduzioni dovute agli effetti di gruppo dei pali stessi.

Il dimensionamento dell'opera è avvenuto considerando la sezione di altezza massima verificando la stabilità del muro sia in condizioni statiche che dinamiche.

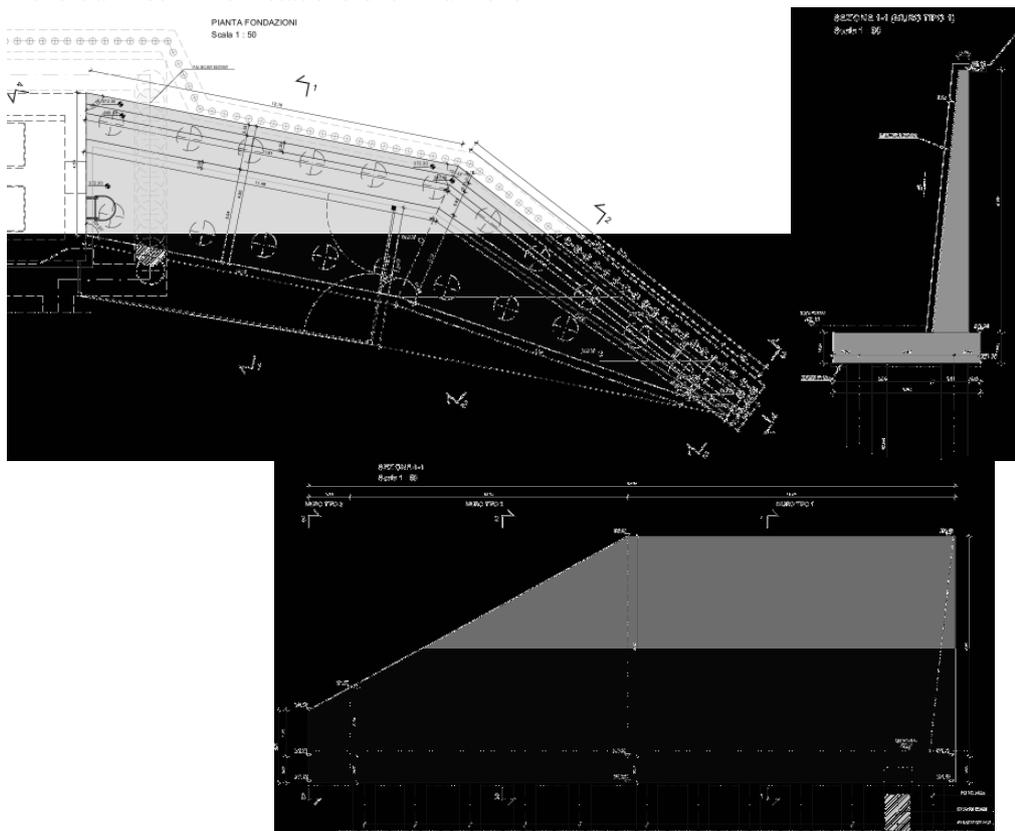


Figura 6 Muri definitivi piazzale - Pianta fondazioni, vista e sezione

8 CRITERI VERIFICA

Le analisi di calcolo applicate per il dimensionamento degli elementi costituenti il canale d'imbocco si basano sui criteri sia di tipo statico che dinamico. Si riporta di seguito le caratteristiche dei metodi adottati per la determinazione delle sollecitazioni e le relative verifiche.

8.1 Criteri di dimensionamento e modellazione delle opere

8.1.1.1 Analisi Statica

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità. Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate.

Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018, ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

8.1.1.1.1 Combinazione statica SLU

Le combinazioni adottate per le verifiche statiche allo stato limite ultimo sono:

Combinazione fondamentale

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione eccezionale

$$F_d = A_d + \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- A_d è il valore caratteristico dell'azione eccezionale
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- γ_g coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
- γ_q coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni eccezionali

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO), si adotta come criterio progettuale l'Approccio 2.

In questo principio si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_f riportati nella colonna A1 di tabella 5.2.

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

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

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

Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

8.1.1.1.2 Combinazione statica SLE

Le combinazioni per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara

$$F_d = \sum_{i=1}^{nq} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente

$$F_d = \sum_{i=1}^{nq} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{i=1}^{nq} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

8.1.2 Analisi Sismica

8.1.2.1 Metodi di analisi

- Ref. §7.3.2 e §7.3.3.2 del NTC18

Per le strutture definitive oggetto della presente relazione è stato scelto come metodo di analisi sismica della struttura, l'analisi lineare statica. L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica definite con i parametri riportati in §4 e nei paragrafi seguenti relativi a ciascun schema di calcolo.

9 MODELLAZIONE E VERIFICA : MURO SU PIAZZALE

9.1 Geometria delle opere e schemi di calcolo

Si mostra di seguito la sezione trasversale di progetto del muro:

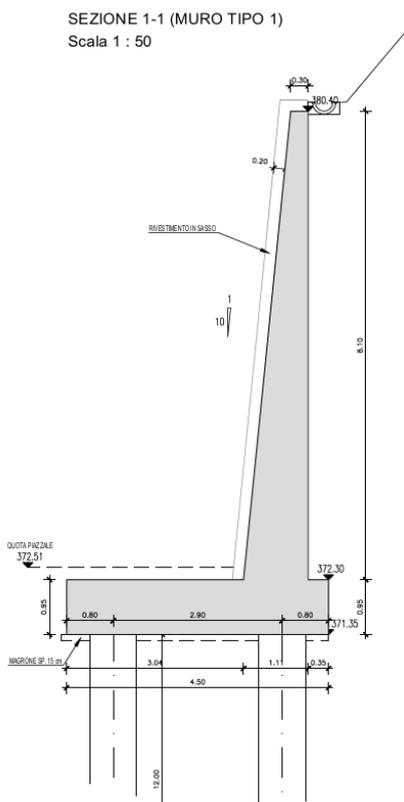


Figura 7 Sezione altezza massima muro su pali

Dimensioni geometriche:

- | | | | |
|-----------------------------------|----------|-----------------------------|---------|
| – Altezza paramento | = 8.1m | Spessore soletta fondazione | = 0.95m |
| – Spessore paramento testa | = 0.30m | Spessore paramento base | = 1.1m |
| – Diametro pali | = 0.80 m | Lunghezza pali | = 12m |
| – Larghezza soletta di fondazione | = 4.50 m | | |

Le condizioni orografiche caratterizzate dalla forte pendenza del terreno in situ a tergo del muro sono state considerate nel dimensionamento adottando gli opportuni valori di pendenza nel calcolo dei coefficienti di spinta delle terre. Il regime di spinta considerato per il dimensionamento è a riposo in condizioni statiche. In condizioni dinamiche, l'effetto dell'azione sismica è stato incluso nell'analisi adottando la teoria di Mononobe Okabe con valore del coefficiente β di riduzione per gli spostamenti del muro pari ad 1.

9.1.1 Modellazione strutturale

Per il progetto e dimensionamento dei muri è stato utilizzato il programma MAX, progettato e sviluppato dalla Aztec InformaticaSrl – Casole Bruzio (CS), è dedicato alla analisi dei muri di sostegno. Il software permette di sviluppare completamente le verifiche geotecniche e strutturali dei manufatti (Riferimenti: MAX ver. 16.2 B - 2022, Aztec InformaticaSrl, Corso Umberto I, 42-87050 CASOLE BRUZIO(CS)).

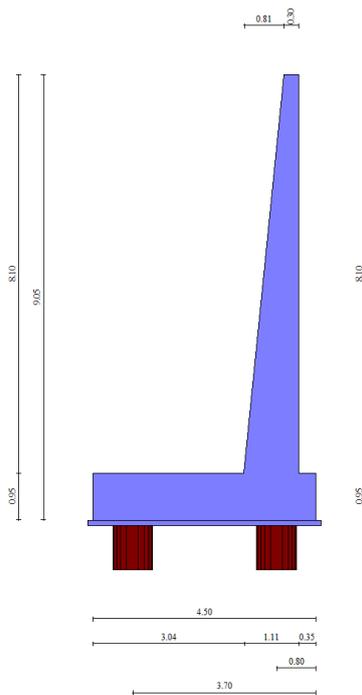


Figura 8 Sezione modello di calcolo

9.1.1.1 Geometria muro

Tipologie e descrizione pali:

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia palo
Descr	Descrizione tipologia palo
P	Contributo portanza palo (laterale e/o punta)
T	Tecnologia costruttiva (trivellato, infisso o elica continua)
V	Vincolo palo-fondazione: Cerniera o Incastro (libero o impedito di ruotare in testa)
Imat	Indice materiale che lo costituisce
BD	usa metodo di Bustamante-Doix
PN	Portanza nota
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espressa in [kN]

n°	Descr	P	T	V	Imat	BD	PN	Pp	Pl
1	Pali 600 Fila 1	Laterale + Punta	Trivellato	Incastro	5	NO	SI	1636,00	833,00
2	Pali 600 Fila 2	Laterale + Punta	Trivellato	Incastro	5	NO	SI	1636,00	833,00

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
I	interasse tra i pali, espressa in [m]
f	franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
Np	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [m]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
α	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [m]	L [m]	α [°]	ALL
1	Pali 600 Fila 1	0,80	2,00	0,00	5	0,8000	12,00	0,00	Centrati
2	Pali 600 Fila 2	3,70	2,00	0,00	4	0,8000	12,00	0,00	Sfalsati

9.1.1.2 Parametri geotecnici e sismici

I parametri geotecnici caratteristici impiegati sono riportati di seguito:

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ _{sat} [kN/mc]	φ [°]	δ [°]	c [kPa]
1	DetritoVersante a	20,00	20,00	41	0	0
2	DetritoVersante 2	20,00	20,00	41	41.0	0

Stratigrafia adotta per il calcolo (q.ta riferimento intradosso fondazione +371.35mslm):

n°	Spessore H [m]	α [°]	Terreno
1	8,10	0.000	DetritoVersante a
2	25,00	0.000	DetritoVersante 2

Dati sismici:

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a _g	[m/s ²]	2.390	0.100
Accelerazione al suolo	a _g /g	[%]	0.244	0.010
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.436	2.451
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	T _c *		0.283	0.263
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	S _s		B	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	S _t		T4	1.400

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β _m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	39.668	19.834
Ultimo - Ribaltamento	1.000	39.668	19.834
Esercizio	1.000	1.713	0.856

9.1.2 Condizioni e combinazioni di calcolo

Combinazioni di carico:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q permanente cuneo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Q permanente cuneo	1.00	--	Sfavorevole

9.2 Sollecitazioni di verifica

Di seguito riportano le sollecitazioni maggiormente gravose ai fini delle diverse verifiche.

Condizioni statiche

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione

Ip

Indice palo

N T	Sforzo normale, espresso in [kN] Taglio, espresso in [kN]	M	Momento, espresso in [kNm]		
			Cmb	Ip	N
			[kN]	[kNm]	[kN]
1 - STR (A1-M1-R3)		1	-590,52	-308,33	-567,95
		2	1604,06	-308,33	-567,95
2 - STR (A1-M1-R3)		1	-457,85	-327,75	-567,95
		2	1645,00	-327,75	-567,95
3 - STR (A1-M1-R3)		1	-557,91	-315,76	-567,95
		2	1601,58	-315,76	-567,95
4 - STR (A1-M1-R3)		1	-490,46	-320,32	-567,95
		2	1647,48	-320,32	-567,95
6 - SLER		1	-352,19	-252,12	-436,88
		2	1265,39	-252,12	-436,88
7 - SLEF		1	-352,19	-252,12	-436,88
		2	1265,39	-252,12	-436,88
8 - SLEQ		1	-352,19	-252,12	-436,88
		2	1265,39	-252,12	-436,88

Elementi strutturali muro

Elemento strutturale	Comb.	Mmax	Mmin	Vmax	N
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
Paramento base	Comb. 1 - STR (A1+M1+R3)	1270	-	480	140
	Comb. 6 - SLE (Rara)	970	-	370	145

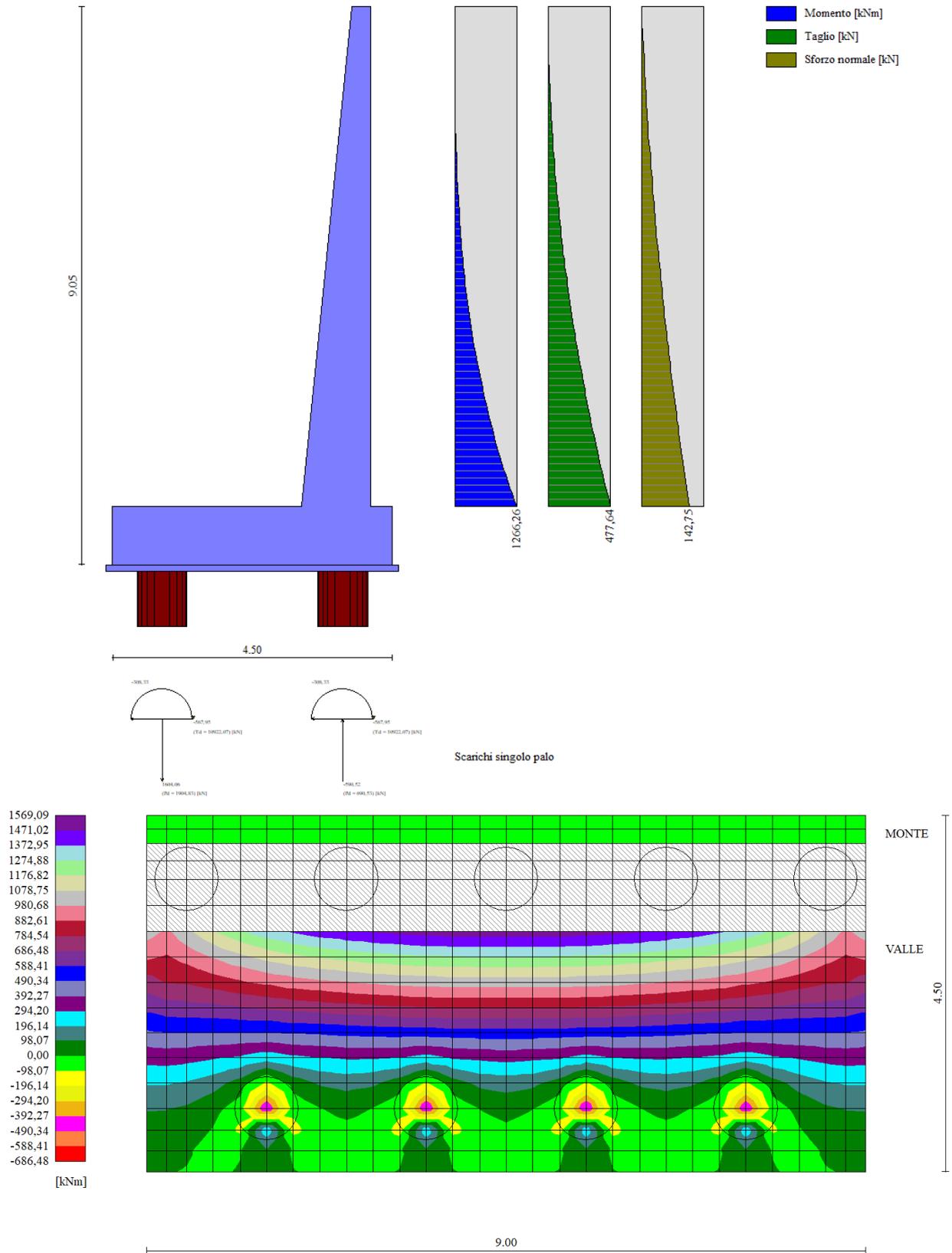


Figura 9 Comb. 1-SLU STR (A1+M1+R3)

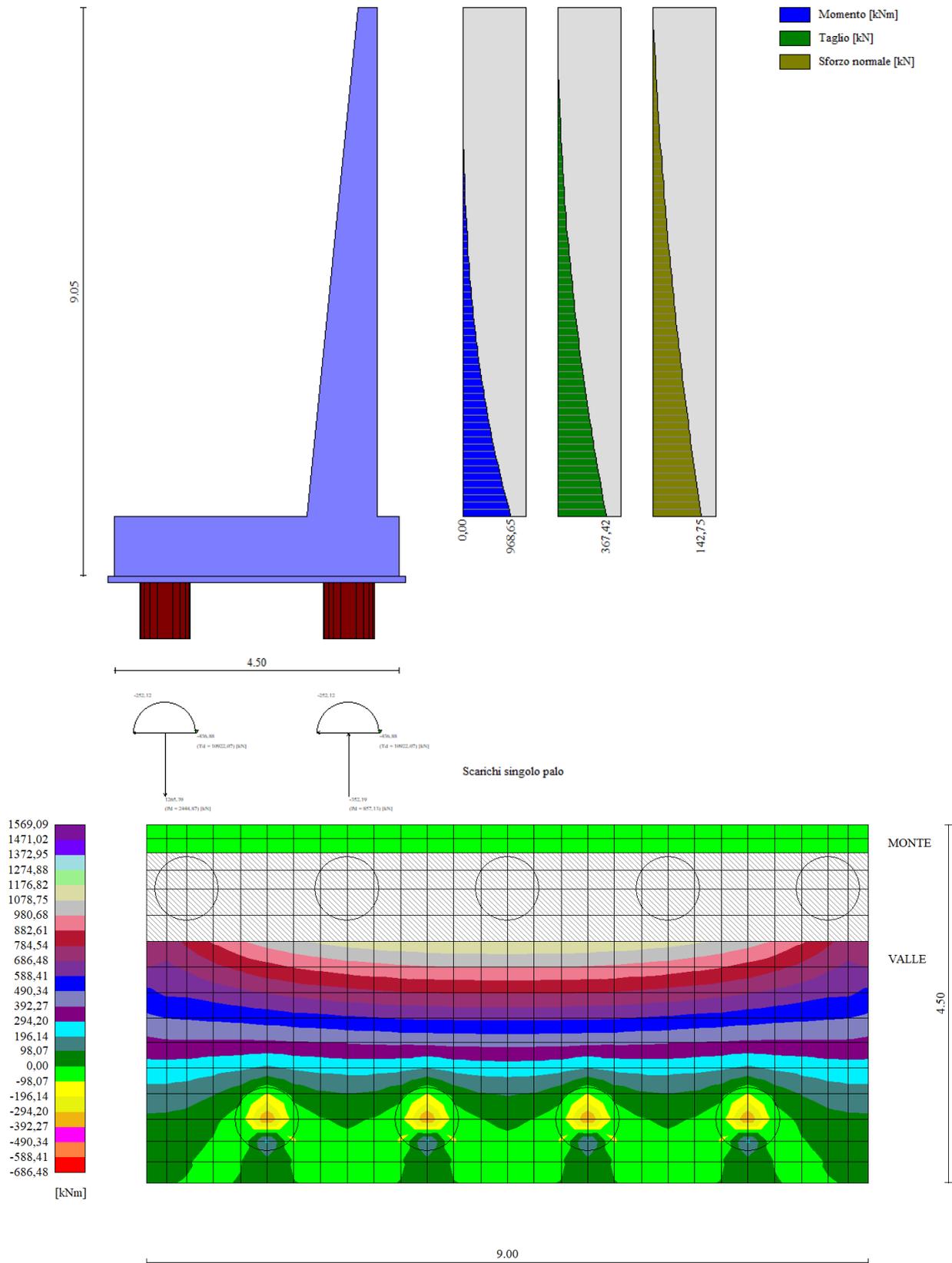


Figura 10 Comb. 6-SLE Rara

Condizioni dinamiche

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione
Ip Indice palo
N Sforzo normale, espresso in [kN]
M Momento, espresso in [kNm]
T Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N	M	T
		[kN]	[kNm]	[kN]
10 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-900	-471	-734,10
	2	2138	-471	-734,10
11 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-690	-355	-531
	2	1541	-355	-531

Elementi strutturali muro

Elemento strutturale	Comb.	Mmax	Mmin	Vmax	N
		[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
Paramento base	Comb. 10 – STR (H+V)	1140	-	430	145
	Comb. 11 – STR (H-V)	1090	-	410	140
Fondazione	Comb. 10 – STR (H+V)				
	Comb. 11 – STR (H-V)				

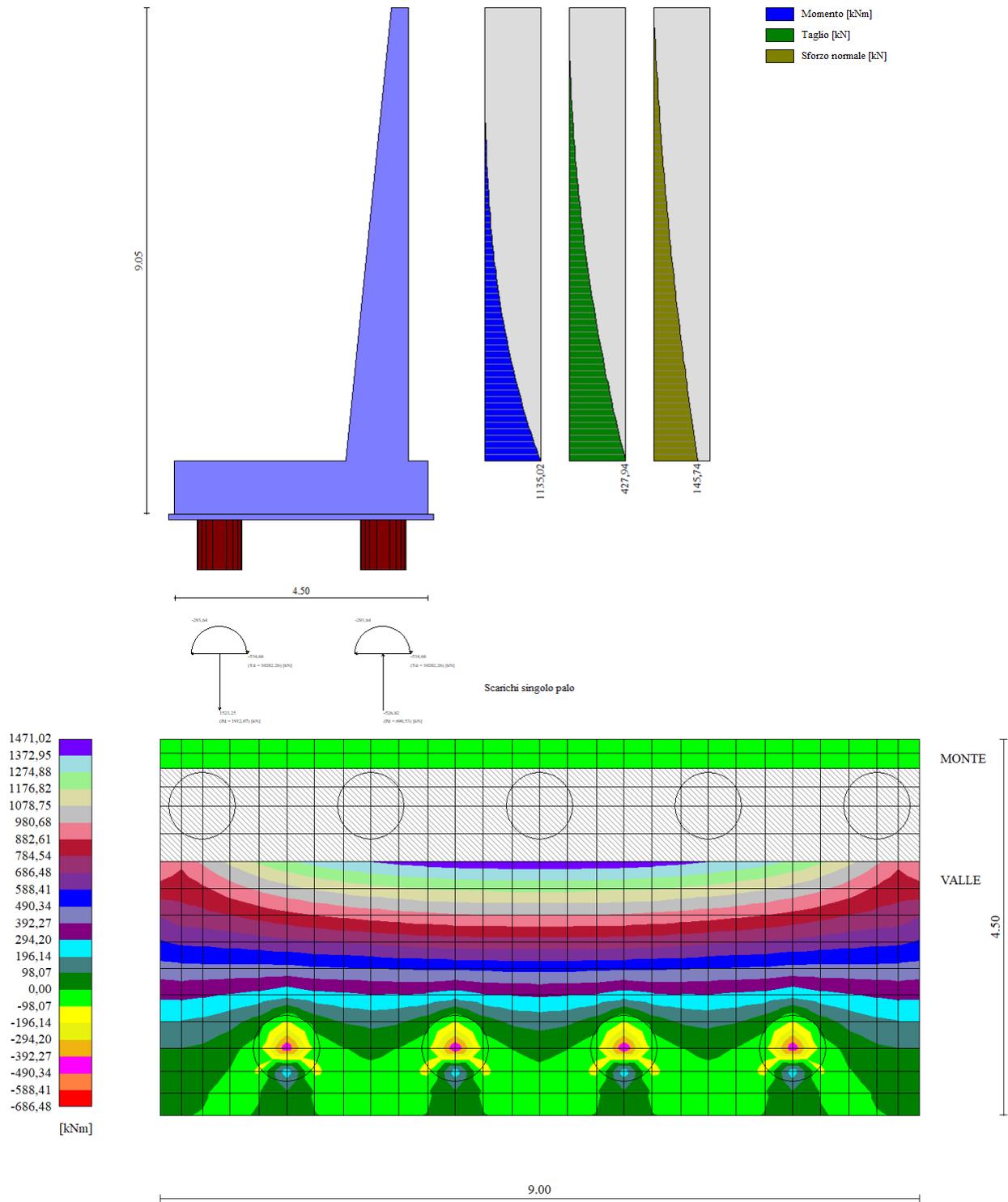


Figura 11 Comb. SLU-STR (H+V)

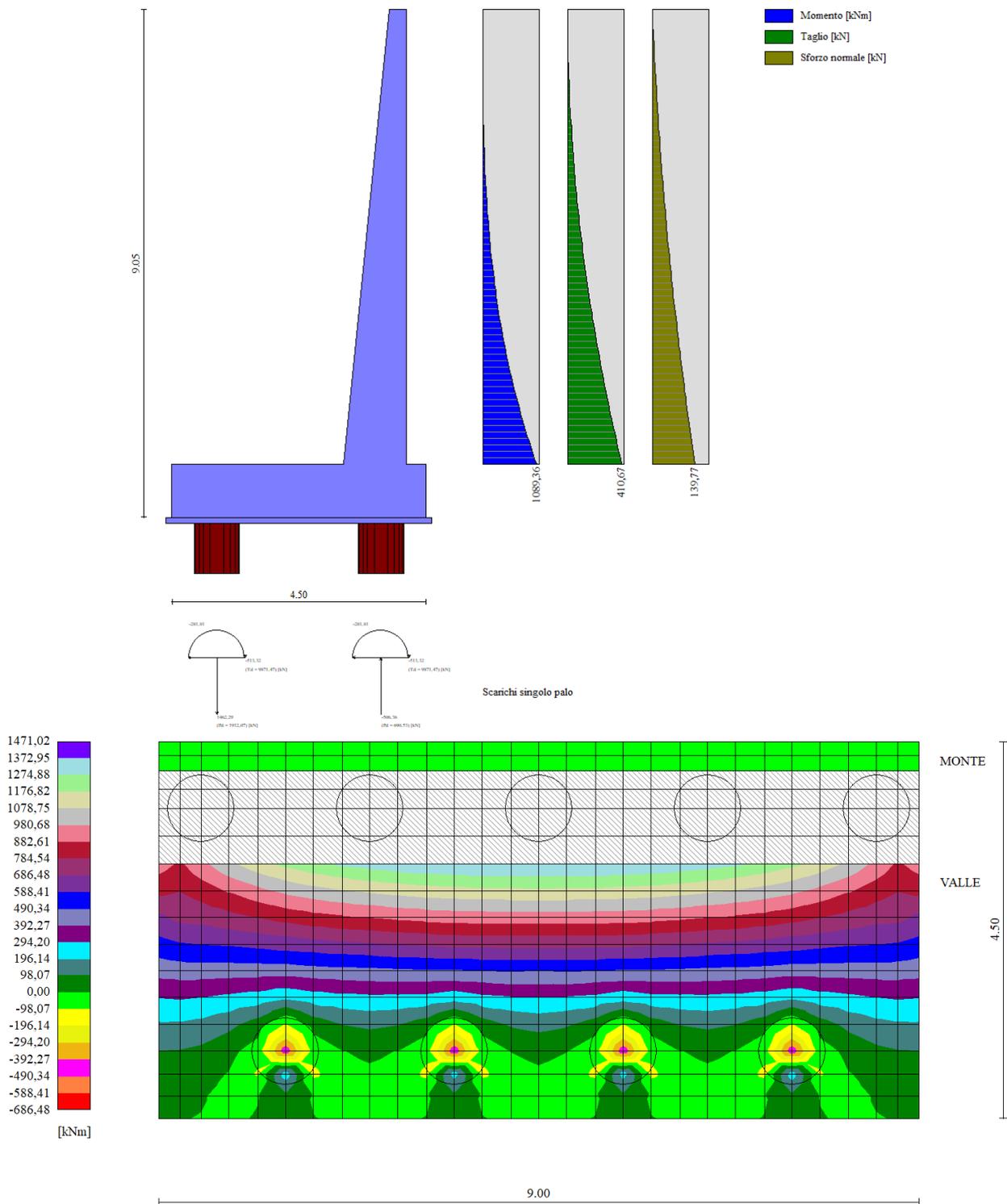


Figura 12 Comb. SLU-STR (H-V)

9.3 Verifiche strutturali STR

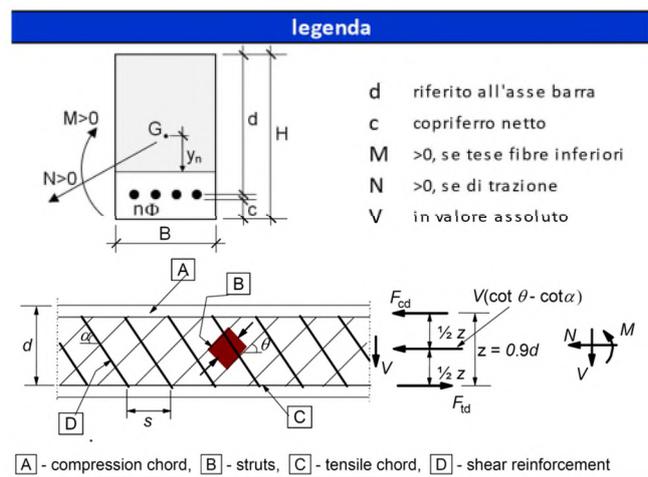
Paramento

Il muro è costituito da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 111 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da un doppio strato di $\Phi 24/20$ e di $\Phi 24/10$; l'armatura esterna è costituita da uno strato di $\Phi 24/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 12/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4,0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 16$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	111	6,8	99,8	89,8
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	8,0	22,62	
10	24	98,2	45,24	
5	24	103,0	22,62	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	12	40	90	5,65

sollecitazioni e risultati		
SLE	SLU	
M _{Ek} 970 [kNm]	M _{Ed} 1494 [kNm]	
N _{Ek} -143 [kN]	N _{Ed} -186,0 [kN]	
tensioni e fessure		
M _{dec} 27,1 [kNm]		
M _{cr} 701,4 [kNm]		
y _n -19,56 [cm]		
$\sigma_{c,min}$ -5,7 [MPa]		
$\sigma_{s,min}$ -66,1 [MPa]		
$\sigma_{s,max}$ 158,8 [MPa]		
k ₂ 0,5		
$\varepsilon_{sm-\varepsilon cm}$ 0,45 [‰]		
s _{r,max} 38,2 [cm]		
w _k 0,173 [mm]		
	prezzo-flessione	
	M _{Rd} 2563,4 [kNm]	
	FS 1,72	
	taglio	
	V _{Rdc} 515,1 [kN]	
	predisporre armatura a taglio	
	V _{Rds} 860,6 [kN]	
	V _{Rdmax} 3807,2 [kN]	
	θ 30,0 [°]	
	sezione duttile	
	ai 77,8 [cm]	

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ε_{uk}	75 [‰]
v	0,520		
ε_{c2}	2,0 [‰]		
ε_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
k _t	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



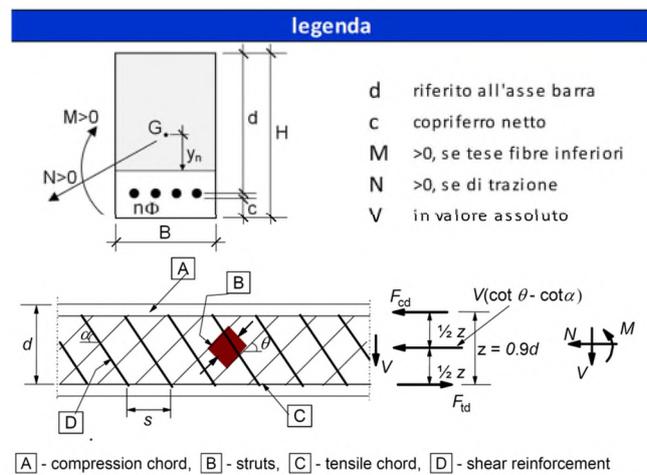
Fondazione longitudinale

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 95 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da 1+1 $\Phi 20/20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è pari al copriferro minimo (4.0 cm).

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	95	4,0	90,0	81,0
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	20	5,0	15,71	
5	20	90,0	15,71	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
2,5	0	40	90	0,00

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	284 [kNm]	MEd	500 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0,0 [kN]
tensioni e fessure		presso-flessione	
Mdec	0,0 [kNm]	MRd	544,0 [kNm]
Mcr	431,6 [kNm]	FS	1,09
taglio		non serve armatura a taglio	
yn	-30,54 [cm]	VRdc	323,9 [kN]
$\sigma_{c,min}$	-3,3 [MPa]	VRds	0,0 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-35,1 [MPa]	VRdmax	3433,4 [kN]
$\sigma_{s,max}$	214,1 [MPa]	θ	30,0 [°]
k ₂	0,5	sezione duttile	
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	- [%]	ai	
Sr,max	- [cm]	90,0 [cm]	
Wk	- [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520	valori limite	
ϵ_{c2}	2,0 [%]	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
ϵ_{cu2}	3,5 [%]	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
α_e	15,0	Wk,lim	0,2 [mm]
k _t	0,4		
k ₁	0,8		
k ₃	3,4		
k ₄	0,425		



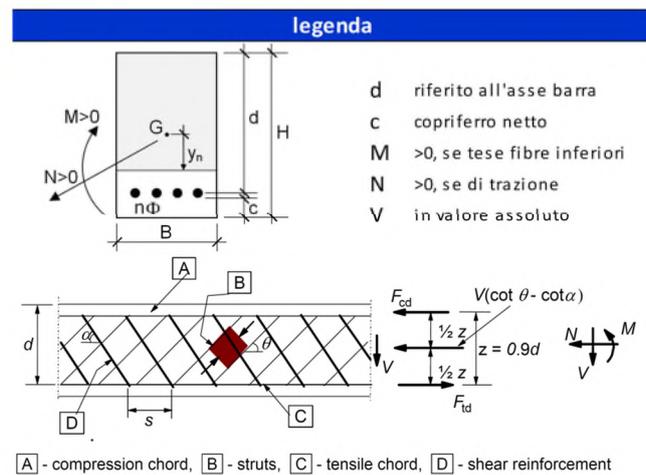
Fondazione trasversale

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 95 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura è costituita da un doppio strato di $\Phi 24/10$ e di $\Phi 26/10$ al lembo superiore; al lembo inferiore l'armatura è costituita da uno strato di $\Phi 24/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 12/20 \times 20$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 20$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	95	7,0	84,4	75,9
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A _{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	24	8,2	22,62	
10	24	81,6	45,24	
10	26	86,7	53,09	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A _{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	20	90	3,93

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M _{Ek}	1171 [kNm]	M _{Ed}	2011 [kNm]
N _{Ek}	0 [kN]	N _{Ed}	0,0 [kN]
tensioni e fessure			
M _{dec}	0,0 [kNm]	V _{Ed}	1290 [kN]
M _{cr}	549,6 [kNm]	presso-flessione	
		M _{Rd}	2924,9 [kNm]
		FS	1,45
y _n	-12,04 [cm]	taglio	
$\sigma_{c,min}$	-7,9 [MPa]	V _{Rdc}	509,1 [kN]
$\sigma_{s,min}$	-90,8 [MPa]	predisporre armatura a taglio	
$\sigma_{s,max}$	170,7 [MPa]	V _{Rds}	1310,1 [kN]
		V _{Rdmax}	2761,4 [kN]
k ₂	0,5	θ	24,0 [°]
$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	0,60 [%]	sezione duttile	
S _{r,max}	32,7 [cm]	a _i	85,3 [cm]
w _k	0,198 [mm]		

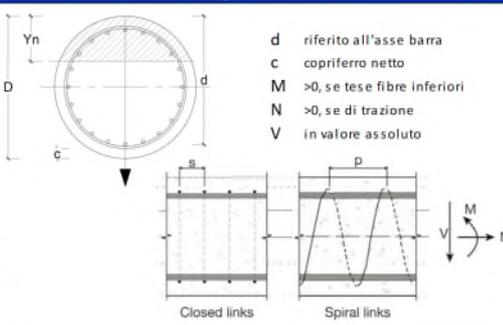
materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R _{ck}	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1,15
γ_c	1,5	f _{yd}	391,3 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	18,8 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]
v	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k _t	0,4	valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	w _{k,lim}	0,2 [mm]



Palo a tergo (palo n°2)

Il palo è costituito da un calcestruzzo di classe Rck 30, ha diametro di 80 cm. L'armatura è costituita da uno strato di 12 Φ 26 e da un'armatura a taglio a spirale Φ 12/10. Il copriferro netto è pari a 6 cm.

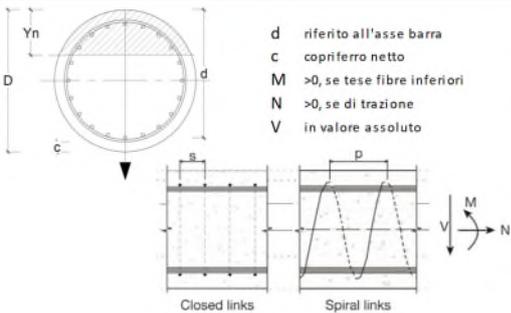
Verifica in condizioni statiche

geometria					sollecitazioni e risultati		verifica DM08							
sezione trasversale					SLE	SLU								
D	c	d	passo	interferro	M_{Ek}	M_{Ed}	Verifica a taglio							
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N_{Ek}	N_{Ed}	contributo A_{s1}							
80	6.0	71.5	16.5	13.9	-1265.0 [kN]	-1645.0 [kN]	scelta si							
armatura longitudinale					momento di cracking	presso-flessione	angolo θ							
n_{barre}	ϕ	r_s	A_{s1}	c_s	M_{cr}	M_{Rd}	scelta imposto							
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	263.8 [kNm]	FS	$\theta_{imposto}$ 28 [°]							
12	26	31.5	63.71	8.50	quota asse neutro	V_{Rd}	$\theta_{calcolato}$ 24.6 [°]							
					γ_n	2.89	θ_{inf} 21.8 [°]							
					tensioni e fessure	taglio	θ_{sup} 45 [°]							
					$\sigma_{c,min}$	V_{Rdc}	Incidenza							
					$\sigma_{s,min}$	predisporre armatura a taglio	Armatura min CD 'A'							
					$\sigma_{s,max}$	V_{Rds}								
					k_2	V_{Rdmax}								
					$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$	θ								
					$S_{r,max}$	sezione duttile								
					W_k	a_i								
armatura a taglio														
Tipo	ϕ	p	A_{sw}											
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]											
spirale	12	10	2.26											
materiali					legenda									
calcestruzzo			acciaio		 <p>d riferito all'asse barra c copriferro netto $M > 0$, se tese fibre inferiori $N > 0$, se di trazione V in valore assoluto</p>									
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]											
f_{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15											
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]											
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]											
f_{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [‰]											
v	0.5	valori limite												
ϵ_{c2}	2.0 [‰]	$0,55 f_{ck}$	13.7 [MPa]											
ϵ_{cu2}	3.5 [‰]	$0,75 f_{yk}$	337.5 [MPa]											
α_e	15.0	$W_{k,lim}$	0.2 [mm]											
k_t	0.6													
k_1	0.8													
k_3	3.4													
k_4	0.425													
σ	>0 se di trazione													

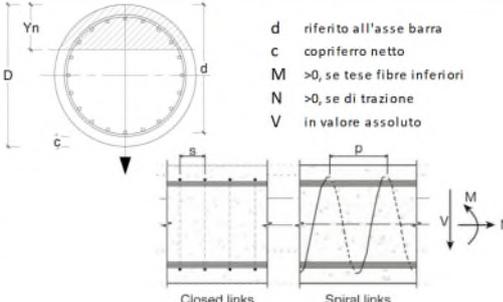
Palo a monte (palo n°1)

Il palo è costituito da un calcestruzzo di classe Rck 30, ha diametro di 80 cm. L'armatura è costituita da uno strato esterno di 16Φ26 e da uno strato interno di 12Φ26. L'armatura a taglio è costituita da spirale Φ12/10. Il copriferro netto è pari a 6 cm.

Verifica in condizioni statiche

geometria					sollecitazioni e risultati		verifica DM08		
sezione trasversale					SLE	SLU			
D	c	d	passo	interferro	M_{Ed}	330.0 [kNm]	Verifica a taglio		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N_{Ed}	450.0 [kN]	contributo A_{s1}		
80	6.0	71.5	16.5	13.9	momento di cracking		scelta si		
armatura longitudinale					M_{cr}	115.0 [kNm]	angolo θ		
n_{barre}	ϕ	r_f	A_{s1}	c_f	quota asse neutro		scelta imposto		
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	y_n	24.36 [cm]	$\theta_{imposto}$ 28 [°]		
12	26	31.5	63.71	8.50	tensioni e fessure		$\theta_{calcolato}$ 24.6 [°]		
12	26	26.90	63.71	13.10	$\sigma_{c,min}$	-5.1 [MPa]	θ_{inf} 21.8 [°]		
armatura a taglio					$\sigma_{s,min}$	-49.6 [MPa]	θ_{sup} 45 [°]		
Tipo	ϕ	p	A_{sw}		$\sigma_{s,max}$	147.5 [MPa]			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]		k_2	0.5			
spirale	12	10	2.26		ϵ_{sm-6cm}	0.40 [%]			
					$s_{r,max}$	36.7 [cm]			
					w_k	0.15 [mm]			
					V_{Rdc}	189.9 [kN]			
					V_{Rds}	887.3 [kN]			
					V_{Rdmax}	1071.1 [kN]			
					θ	25.0 [°]			
					sezione duttile				
					ai	57.0 [cm]			
							Incidenza		
							Armatura min CD 'A'		
materiali					legenda				
calcestruzzo			acciaio						
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]		d	riferito all'asse barra			
f_{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15		c	copriferro netto			
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]		M	>0, se tese fibre inferiori			
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]		N	>0, se di trazione			
f_{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]		V	in valore assoluto			
ν	0.5	valori limite			α_{cc}	coeff. effetti a lungo termine			
ϵ_{c2}	2.0 [%]	$0,55 f_{ck}$	13.7 [MPa]		V	coeff. riduzione resistenza bielle			
ϵ_{cu2}	3.5 [%]	$0,75 f_{yk}$	337.5 [MPa]		α_{th}	=Es/Ec			
α_{th}	15.0	$w_{k,lim}$	0.2 [mm]		k_t	0.6 azioni di breve durata			
k_t	0.6				k_t	0.4 azioni di lunga durata			
k_1	0.8				k_1	0.8 barre aderenza migliorata			
k_3	3.4				k_1	1.6 barre lisce			
k_4	0.425				k_2	0.5 flessione			
					k_2	$(e_1+e_2)/2e_1$ trazione eccentrica			
					k_2	1 trazione pura			
					k_3	3.4			
					k_4	0.425			
					σ	>0 se di trazione			

Verifica in condizioni sismiche

geometria					sollecitazioni e risultati		verifica DM08	
sezione trasversale					SLE	SLU	Verifica a taglio	
D	c	d	passo	interferro	M_{Ek} 252.0 [kNm]	M_{Ed} 475.0 [kNm]	contributo A_{s1}	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	N_{Ek} 352.0 [kN]	N_{Ed} 900.0 [kN]	scelta si	
80	6.0	71.5	16.5	13.9	momento di cracking	V_{Ed} 750.0 [kN]	angolo θ	
armatura longitudinale					M_{cr} 115.0 [kNm]	presso-flessione		scelta imposto
nbarre	ϕ	r_f	A_{s1}	c_f	quota asse neutro	M_{Rd} 1021.4 [kNm]	$\theta_{imposto}$ 28 [°]	
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	y_n 24.36 [cm]	FS 2.15	$\theta_{calcolato}$ 24.6 [°]	
12	26	31.5	63.71	8.50	tensioni e fessure	taglio		θ_{inf} 21.8 [°]
12	26	26.90	63.71	13.10	$\sigma_{c,min}$ -5.1 [MPa]	V_{Rdc} 129.6 [kN]		θ_{sup} 45 [°]
armatura a taglio					$\sigma_{s,min}$ -49.6 [MPa]	predisporre armatura a taglio		
Tipo	ϕ	p	A_{sw}		$\sigma_{s,max}$ 147.5 [MPa]			
[mm]	[mm]	[cm]	[cm ²]		k_2 0.5	V_{Rds} 887.3 [kN]		Incidenza
spirale	12	10	2.26		$\epsilon_{sm-\epsilon_{cm}}$ 0.40 [%]	V_{Rdmax} 1071.1 [kN]		Armatura min CD 'A'
					$S_{r,max}$ 36.7 [cm]	θ 25.0 [°]		
					W_k 0.15 [mm]	sezione duttile		
						ai 57.0 [cm]		
materiali					legenda			
calcestruzzo		acciaio						
R_{ck}	30 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]	d	riferito all'asse barra		α_{cc} coeff. effetti a lungo termine	
f_{ck}	24.9 [MPa]	γ_s	1.15	c	copriferro netto		v coeff. riduzione resistenza bielle	
γ_c	1.5	f_{yd}	391.3 [MPa]	M	>0, se tese fibre inferiori		$\alpha_e = E_s/E_c$	
α_{cc}	0.85	E_s	200000 [MPa]	N	>0, se di trazione		k_t 0.6 azioni di breve durata	
f_{cd}	14.1 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%]	V	in valore assoluto		0.4 azioni di lunga durata	
v	0.5	valori limite					k_1 0.8 barre aderenza migliorata	
ϵ_{c2}	2.0 [%]	$0,55 f_{ck}$	13.7 [MPa]			1.6 barre lisce		
ϵ_{cu2}	3.5 [%]	$0,75 f_{yk}$	337.5 [MPa]			k_2 0.5 flessione		
α_e	15.0	$W_{k,lim}$	0.2 [mm]			(a ₁ +a ₂)/2a ₁ trazione eccentrica		
k_t	0.6					1 trazione pura		
k_1	0.8					k_3 3.4		
k_3	3.4					k_4 0.425		
k_4	0.425					σ >0 se di trazione		

9.4 Verifiche geotecniche GEO

9.4.1 Verifiche globali

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		19,231	--	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)		19,231	--	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)		19,231	--	--	--	--	--
4	STR (A1-M1-R3)		19,231	--	--	--	--	--
5	EQU (A1-M1-R3)		--	--	6,133	--	--	--

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	3,017	--	--

Tabella 9-1 Verifica in assenza di sisma

Sintesi FS verifiche globali

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	19,231	--	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	19,231	--	--	--	--	--
8	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	3,507	--	--
9	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	3,562	--	--
11	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	6,497	--	--	--
12	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	6,653	--	--	--

Tabella 9-2 Verifica in presenza di sisma

9.4.2 Verifiche Pali

9.4.2.1.1 Verifiche dei pali per carichi verticali

Di seguito si riporta, per i pali di fondazione di lunghezza $L = 12$ m, la capacità portante a compressione ($R_{c,d}$) e a trazione ($R_{t,d}$), secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3). I carichi assiali massimi agenti sui pali sono riassunti di seguito:

- Massima compressione, N_{dc} , max: 2138 kN/palo (SLV)
- Massima trazione, N_{dt} , max: -900 kN/palo (SLV)

Si verifica inoltre che lo sforzo assiale massimo in esercizio sia inferiore della resistenza laterale di calcolo ($R_{c,s,k}$) divisa per un fattore pari a 1.25:

- Massima compressione, N_{dcSLE} , max: 1265kN/palo

Le curve di capacità portante dei pali trivellati sono state definite a partire dalle stratigrafie seguenti in funzione dello spessore di ricoprimento dello strato superficiale:

Stratigrafia e parametri geotecnici

Dati di input			Legenda tipo di terreno:		Verticali di indagine		
Diametro palo	0.8	m	SL	Sabbia limosa		ξ_3	ξ_4
Sovraccarico efficace	19	kPa	S	Sabbia	1	1.70	1.7
HW da testa palo	3.4	m	G	Ghiaia o sabbie ghiaiose			
γ acqua	10	kN/m ³	A	Materiali coesivi			
Δz palo da p.c. originario	0.95	m			Scelta di ξ		
N° diametri per qb	4	(-)			3	ξ	
L palo fuori terra	0	(m)				1.7	
Peso calcestruzzo	25	kN/m ³					
Pressione max sul cls.	11.3	MPa					

Profondità (m)	Strato	Terreno	γ_{tot}	Nspt		c_u (kPa)		Δz	ϕ°		Nq	
da	a	No.	(S,SL,G,A)	da	a	da	a	(m)	da	a	da	a
0.0	20.0	1	G	20.0	40	40		0.50	41	41	32	32

Tabella 9-3 Stratigrafia fondazione

In Tabella 9-4 si riporta la capacità portante a compressione ($R_{c,d}$) e a trazione ($R_{t,d}$) del palo isolato in esame di lunghezza 12m secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3). Tale approccio si ritiene valido in quanto i pali di fondazione hanno un interasse longitudinale di $2.5D=2m$ (dove D è il diametro del palo); tale interasse è sufficiente per poter trascurare nel calcolo gli effetti di gruppo.

Combinazione SLU A1+M1+R1 (metodo AGI)							Comb. SLU SLV A2+M1+R3 (metodo AGI)				
palo	Q _{I-lim}	Q _{b-lim}	Q _{I-calc}	Q _{b-calc}	ΔW_{palo}	Q _{tot}	L _{palo}	Q _{I-lim}	Q _{I-calc}	W _{palo}	Q _{tot}
m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	m	kN	kN	kN	kN
12.0	1984.1	2782.7	1014.87	1212.50	30.16	2197.21	12.0	1984.1	933.68	150.8	1084.47

Tabella 9-4 Capacità portante a compressione e a trazione dei pali di fondazione secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3)

La lunghezza dei pali di fondazione è stata ricavata considerando la curva di portanza realizzata a partire dalle caratteristiche del terreno di cui alla specifica relazione geotecnica e considerando l'approccio A1-M1-R3 come da §6.4.3.1 NTC2018.

Inoltre, in aggiunta alle verifiche richieste dal DM 17.01.2018 è stata verificata la seguente relazione:

- $R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$
 - o $R_{c,cal,LAT}$ è la resistenza laterale di calcolo
 - o N_{ag} è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLE (metodo AGI)							
- palo	Q _{I-lim}	Q _{b-lim}	ΔW_{palo}	Q _{I-amm}	Q _{b-amm}	Q _{amm totale}	Q _{amm laterale}
m	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN
12.0	1984.1	2782.7	30.2	793.6	1113.1	1876.5	1557.1

Tabella 9-5 Capacità portante a compressione in combinazione SLE

9.4.2.1.2 Verifiche dei pali per carichi orizzontali

Nel caso di palo soggetto ad azioni orizzontali la rottura può verificarsi per raggiungimento dello stato limite ultimo sia del terreno che del palo. I possibili meccanismi di rottura possono essere indicati come rottura a palo "corto", "intermedio" e "lungo", come riportato nella figura seguente.

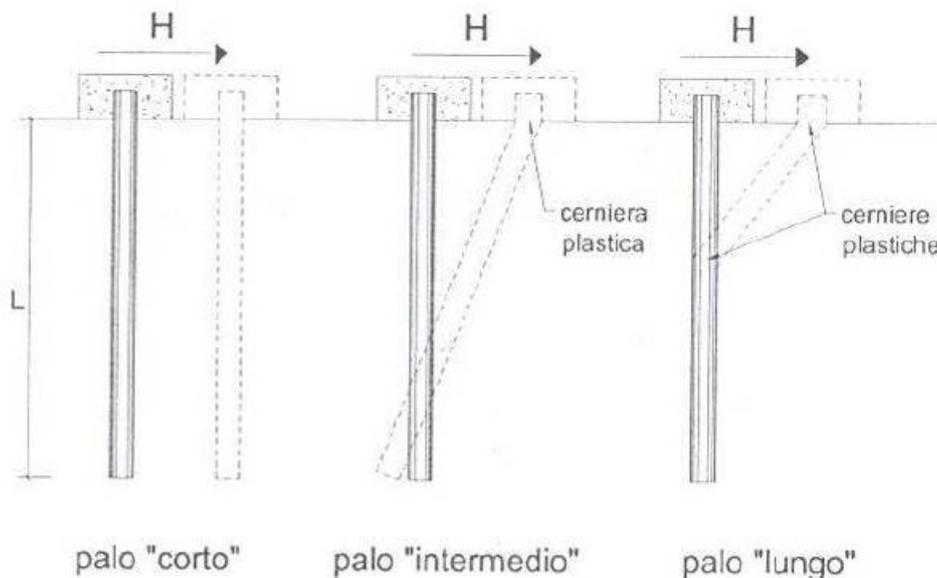


Figura 13 Rottura per carichi orizzontali – possibili meccanismi di rottura

Pr il caso in esame la capacità portante limite orizzontale venga determinata con il metodo di Broms (1964), si assumono le seguenti ipotesi:

- palo incastrato in testa
- comportamento flessionale del palo rigido perfettamente plastico dopo il raggiungimento del valore del momento di plasticizzazione
- pressione di interazione palo-terreno dipendente solo dal tipo di terreno e dal diametro del palo
- terreno a comportamento rigido-plastico, con mobilitazione completa della resistenza

Nel caso in questione, essendo elevati i rapporti L/D, il valore del carico limite orizzontale dei singoli pali è stato calcolato in base alla relazione proposta da Broms valida per pali lunghi

$$\frac{H_{lim}}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(\frac{3.676 \cdot M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

dove

$K_p = (1 + \tan(\varphi)) / (1 - \tan(\varphi))$ = coefficiente di spinta passiva

φ = angolo di attrito terreno

d = diametro dei pali

γ = 20 kN/m³ = peso specifico del terreno

M_y = momento di plasticizzazione della sezione del palo, funzione delle caratteristiche della sezione del palo

Per la determinazione del valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni generali per i pali soggetti a carichi assiali applicando i coefficienti parziali γ_R in combinazione A1+M1+R3 pari a 1.3 per la resistenza laterale. Tale coefficiente è stato combinato con il coefficiente $\xi = 1.70$ che tiene conto del numero di verticali di indagini geognostici disponibili. Pertanto, la verifica risulta:

$$H_{lim} = H / (\xi \cdot \gamma_T) > V_{pd}$$

dove:

Hlim = valore limite in funzione del meccanismo attivato;

ξ = fattore di correlazione in funzione delle verticali indagate = 1.7

γ_T = fattore parziale per pali soggetti a carichi orizzontali = 1.3.

La massima azione di taglio a testa pali per la Spalla risulta pari a:

Htr-SLVd = 900 kN

La verifica è riportata di seguito e risulta soddisfatta.

Htr-SLVd = 900 kN < 3170 kN

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: MURO PIAZZALE - IDRO

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

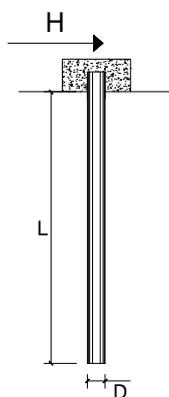
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI IMPUT:

L = 12.00 (m)

D = 0.80 (m)

M_y = 1792.00 (kN m)

Fs = 2.21 (-)

φ' = 41.00 (°)

k_p = 4.81 (-)

γ = 20.00 (kN/m³)

Palo corto:

H1 = 16640.47 (kN) H1/FS = 7529.63 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 5696.16 (kN) H2/FS = 2577.45 (kN)

Palo lungo:

H3 = 1495.25 (kN) H3/FS = 676.58 (kN)

H = min(H1, H2, H3) = 1495.25 (kN) palo lungo

10 MODELLAZIONE E VERIFICA: MURO SU STRADA

10.1 Geometria delle opere e schemi di calcolo

Si mostra di seguito la sezione trasversale di progetto del muro:

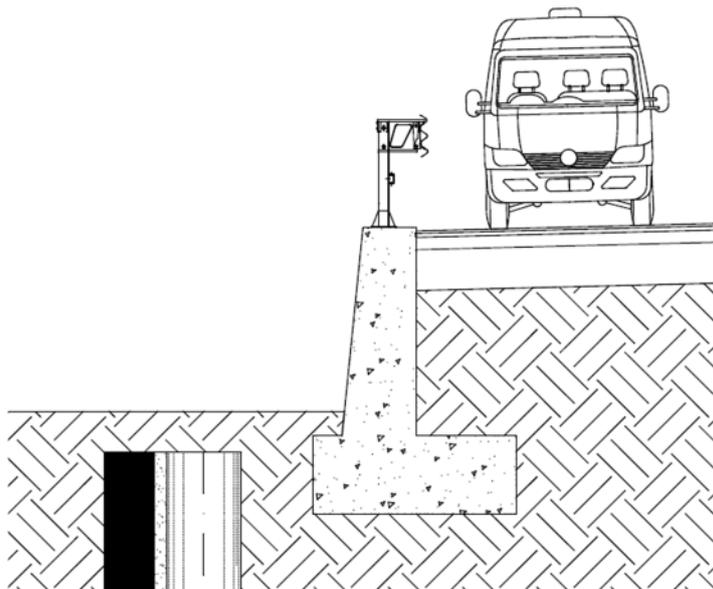


Figura 14 Sezione trasversale del muro su strada

Dimensioni geometriche:

- | | | | |
|-----------------------------------|----------|-----------------------------|---------|
| – Altezza paramento | = 2.53m | Spessore soletta fondazione | = 0.95m |
| – Spessore paramento testa | = 0.65m | Spessore paramento base | = 0.90m |
| – Larghezza soletta di fondazione | = 3.00 m | | |

In condizioni dinamiche, l'effetto dell'azione sismica è stato incluso nell'analisi adottando la teoria di Mononobe Okabe con valore del coefficiente β di riduzione per gli spostamenti del muro pari ad 0.4.

10.1.1 Modellazione strutturale

Per il progetto e dimensionamento dei muri è stato utilizzato il programma MAX, progettato e sviluppato dalla Aztec InformaticaSrl – Casole Bruzio (CS), è dedicato alla analisi dei muri di sostegno. Il software permette di sviluppare completamente le verifiche geotecniche e strutturali dei manufatti (Riferimenti: MAX ver. 16.2 B - 2022, Aztec InformaticaSrl, Corso Umberto I, 42-87050 CASOLE BRUZIO(CS)).

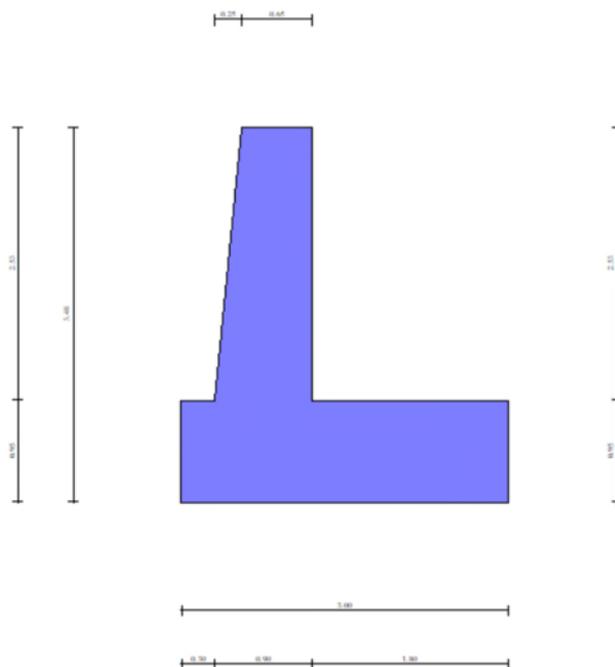


Figura 15 Sezione modello di calcolo

10.1.2 Parametri geotecnici e sismici

I parametri geotecnici caratteristici impiegati sono riportati di seguito:

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]
1	Terreno	20,0000	20,0000	35,000	23,000
2	Terreno 2	20,0000	20,0000	35,000	35,000

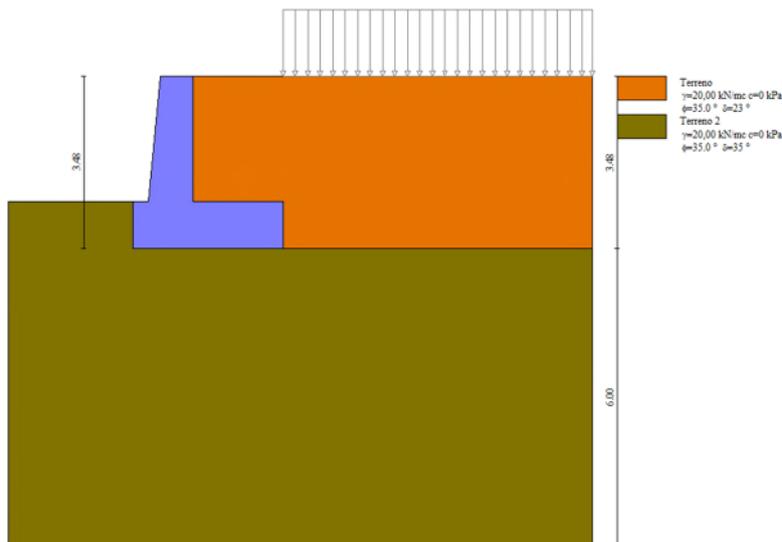


Figura 16 – Modello di studio del muro su strada

Dati sismici:

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	2.440	0.000
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.249	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.438	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.283	0.370
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.157
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	10.935	5.468
Ultimo - Ribaltamento	0.570	16.403	8.202
Esercizio	0.470	0.000	0.000

10.1.3 Analisi dei carichi

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario pareti (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.90\text{m} = 22.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.95\text{m} = 23.75 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolato al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile stradale

Si considera un carico stradale distribuito a tergo del muro pari a 20 KPa.

r

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h , calcolato come:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe, poiché si può considerare un muro come una struttura non certamente rigida, ma deformabile rispetto ad una spinta laterale.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

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

dove:

H = altezza del muro;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

γ^* = peso specifico del terreno;

K_{AE} = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidezza, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe, definito in base alla geometria del cono di terreno al lato della struttura e ai coefficienti sismici della normativa precedentemente esaminati:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$,

dove:

Φ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ e la pressione idrodinamica E_{ws} sono definiti in funzione del livello di falda e della natura dei terreni; si distinguono i seguenti 4 casi:

- Rilevato asciutto

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana fine

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma^* k_h}{\gamma'_d (1 \pm k_v)}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana grossa

$$\gamma^* = \gamma'_d$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d k_h}{\gamma'_d (1 \pm k_v)}$$

$$E_{wd} = 7/12 \times k_h g_w H'^2 \text{ con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

- Rilevato parzialmente immerse

$$\gamma_v^* = \gamma \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right]$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno a grana fine} \\ \gamma_{\text{sat}} \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] & \text{se terreno a grana grossa} \end{cases}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* \cdot k_h}{\gamma_v^* \cdot 1 \pm k_v}$$

E_{wd} associato al tipo di terreno presente a tergo del muro.

Urto

In sommità del muro è prevista una barriera di sicurezza, pertanto, si considera il carico dell'urto in combinazione eccezionale. Al fine di ottenere le sollecitazioni trasmesse dalla barriera di sicurezza al muro per l'urto di un'automobile, si determina il momento plastico del profilo della barriera:

Caratteristiche profilo barriera

- L1 = 120 mm;
- L2 = 80 mm;
- Spessore = 4 mm.
- S235JR

Sollecitazioni trasmesse per urto

- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.0000611 \text{ m}^3 \cdot 235000 \text{ kN/m}^2}{1.05} = 13.67 \text{ kNm}$ (momento plastico profilo barriera);
- $V_{pl} = \frac{M_{pl}}{H_{\text{paramento libero}}} = \frac{13.67 \text{ kNm}}{2.53 \text{ m}} = 3.93 \text{ kN}$ (taglio trasmesso)

10.1.4 Condizioni e combinazioni di calcolo

Combinazioni di carico:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole
urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

10.2 Sollecitazioni di verifica

Di seguito riportano le sollecitazioni maggiormente gravose ai fini delle diverse verifiche.

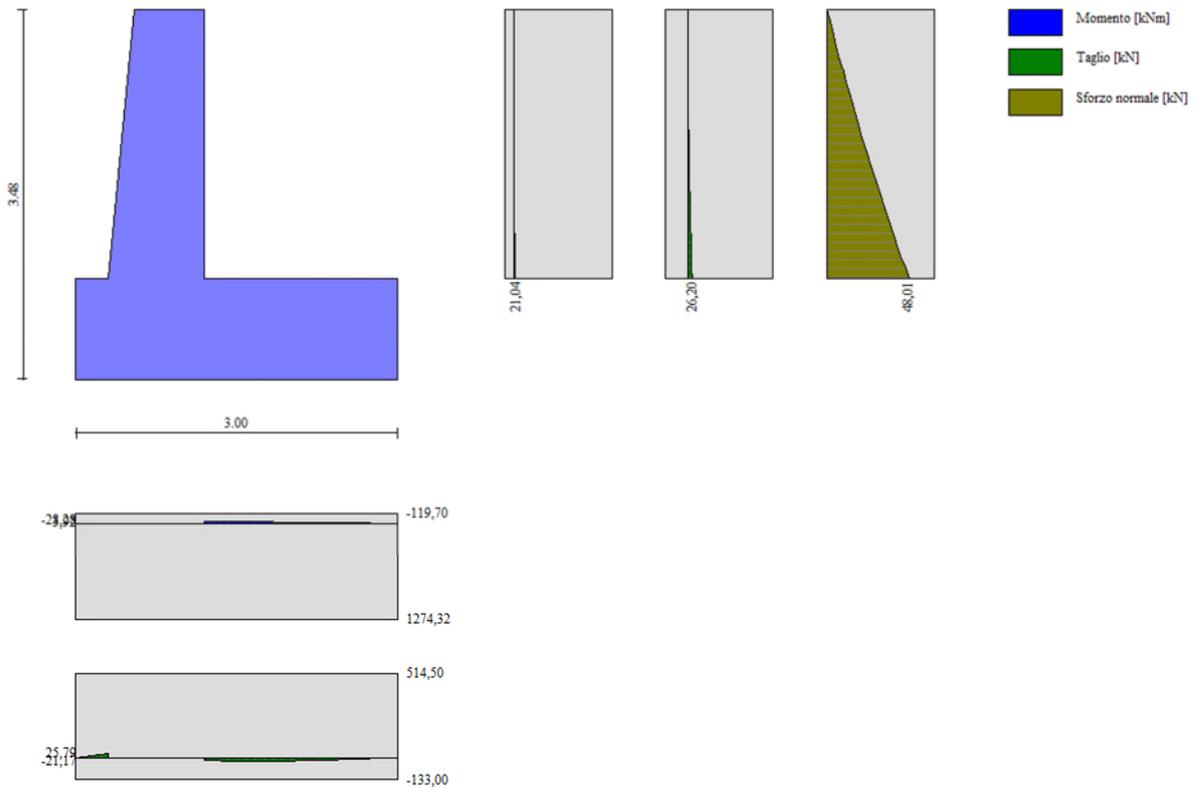


Figura 17 Comb. 1-SLU STR (A1+M1+R3)

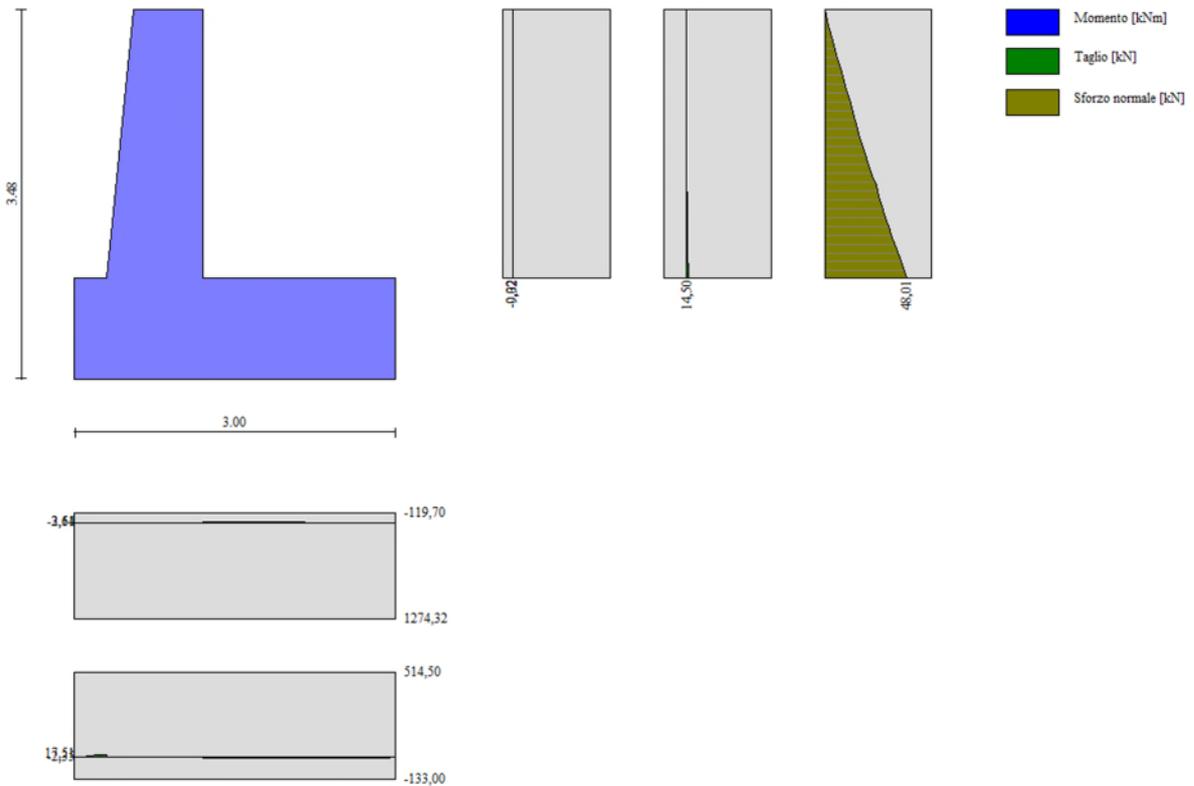


Figura 18 Comb. 6-SLE Rara

Ai fini delle verifiche strutturali, la combinazione dimensionante risulta essere quella eccezionale. Si considerano le sollecitazioni calcolate al Par. §10.1.3:

Sollecitazioni trasmesse per urto dalla barriera di sicurezza

- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.0000611 \text{ m}^3 \cdot 235000 \text{ kN/m}^2}{1.05} = 13.67 \text{ kNm}$ (momento plastico profilo barriera);
- $V_{pl} = \frac{M_{pl}}{H_{paramento libero}} = \frac{13.67 \text{ kNm}}{2.53 \text{ m}} = 3.93 \text{ kN}$ (taglio trasmesso)

Le sollecitazioni determinate dall'urto vengono combinate con la spinta statica del terreno ed il carico variabile stradale trasmesso a tergo:

- $S_{g3,terreno} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot H_{paramento libero}^2 \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot 0.27 \cdot (2.53 \text{ m})^2 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 17.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- $S_q = 20 \text{ KPa} \cdot K_a \cdot H_{paramento libero} = 20 \text{ KPa} \cdot 0.27 \cdot 2.53 \text{ m} = 13.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

Note le spinte agenti sul paramento del muro di sostegno si calcolano i momenti:

Tabella 6 – Calcolo sollecitazioni muro di sostegno

	V [kN/m]	braccio[m]	M[kNm/m]
Terreno g3	17,282	0,84	14,575
Variabile q	13,662	1,27	17,282
Mpl urto	3,93	-	13,67

Si determinano le sollecitazioni al metro lineare in corrispondenza della sezione di base del muro combinando i contributi:

$$- M_{ECC} = \frac{14.575 \text{ kNm} + 17.282 \text{ kNm}}{m} + 13.67 \frac{\text{kNm}}{m} = 45.53 \text{ kNm/m}$$

$$- V_{ECC} = \frac{17.282 \text{ kN} + 13.662 \text{ kN}}{m} + 3.93 \frac{\text{kN}}{m} = 31.34 \text{ kN/m}$$

10.3 Verifiche strutturali STR

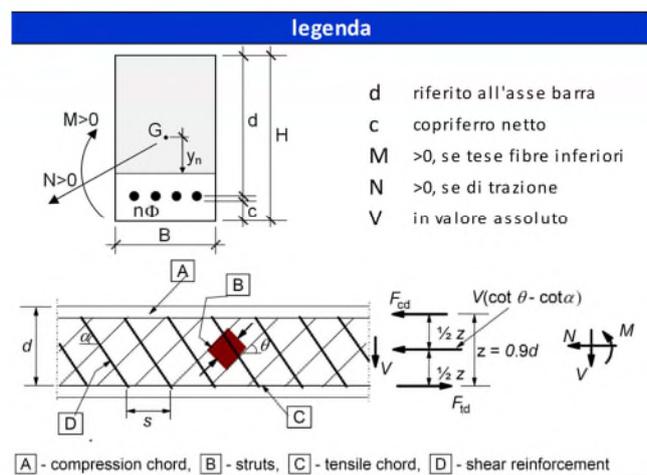
PARAMENTO

Il muro è costituito da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 90 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da 1+1 $\Phi 16/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 10/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 12$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	90	5,2	84,0	75,6
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6,0	10,05	
5	16	84,0	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	40	90	3,93

sollecitazioni e risultati			
SLE		SLU	
M_{Ek}	0 [kNm]	M_{Ed}	46 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]	N_{Ed}	-62,4 [kN]
tensioni e fessure		V_{Ed}	31 [kN]
M_{dec}	0,0 [kNm]	presso-flessione	
M_{cr}	-373,2 [kNm]	M_{Rd}	415,8 [kNm]
y_n	31,27 [cm]	FS	9,13
$\sigma_{c,min}$	0,0 [MPa]	taglio	
$\sigma_{s,min}$	0,0 [MPa]	V_{Rdc}	365,1 [kN]
$\sigma_{s,max}$	0,0 [MPa]	non serve armatura a taglio	
k_2	0,5	V_{Rds}	578,5 [kN]
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	- [%]	V_{Rdmax}	4806,7 [kN]
$S_{r,max}$	- [cm]	θ	30,0 [°]
w_k	- [mm]	sezione duttile	
		ai	84,0 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
R_{ck}	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1
γ_c	1	f_{yd}	450,0 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	28,2 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4	valori limite	
k_1	0,8	0,55 f_{ck}	18,3 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,3 [mm]



La verifica risulta essere soddisfatta.

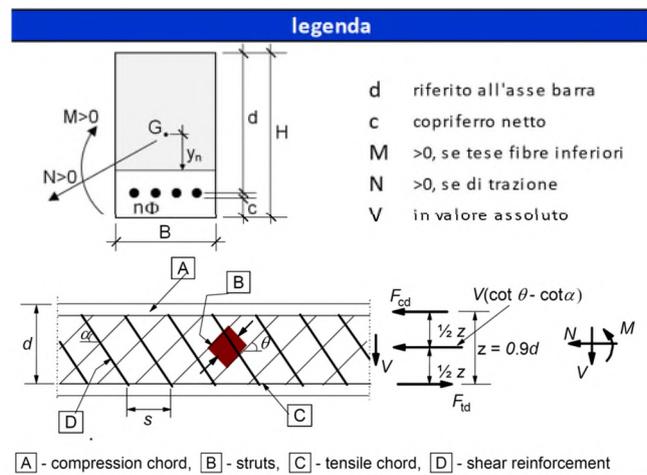
FONDAZIONE

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 95 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da 1+1 $\Phi 16/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 10/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 12$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	95	5,2	89,0	80,1
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6,0	10,05	
5	16	89,0	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	40	90	3,93

sollecitazioni e risultati			
SLE	SLU		
MEk	0 [kNm]	MEd	46 [kNm]
NEk	0 [kN]	NEd	0,0 [kN]
tensioni e fessure			
Mdec	0,0 [kNm]	VRdc	366,9 [kN]
Mcr	-414,8 [kNm]	non serve armatura a taglio	
yn	33,32 [cm]	VRds	612,9 [kN]
$\sigma_{c,min}$	0,0 [MPa]	VRdmax	5092,8 [kN]
$\sigma_{s,min}$	0,0 [MPa]	θ	30,0 [°]
$\sigma_{s,max}$	0,0 [MPa]	sezione	dustile
k ₂	0,5	al	89,0 [cm]
$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	- [%o]		
Sr,max	- [cm]		
Wk	- [mm]		

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1
γ_c	1	f _{yd}	450,0 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	28,2 [MPa]	ϵ_{uk}	75 [%o]
v	0,520		
ϵ_{c2}	2,0 [%o]		
ϵ_{cu2}	3,5 [%o]		
α_e	15,0		
kt	0,4		
		valori limite	
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	Wk,lim	0,3 [mm]



La verifica risulta essere soddisfatta.

10.4 Verifiche geotecniche GEO

Si mostrano in tabella i fattori di sicurezza ottenuti:

 Sintesi FS verifiche globali

	n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
◆	1	STR (A1-M1-R3)		2,895	9,684	--	--	--	--
	2	STR (A1-M1-R3)	H	2,098	6,323	--	--	--	--
	3	STR (A1-M1-R3)		3,673	9,419	--	--	--	--
	4	STR (A1-M1-R3)		3,234	10,523	--	--	--	--
	5	STR (A1-M1-R3)		3,333	9,011	--	--	--	--
	6	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1,919	--	--
	7	GEO (A2-M2-R2)	H	--	--	--	1,908	--	--
	8	EQU (A1-M1-R3)		--	--	5,245	--	--	--
	9	EQU (A1-M1-R3)	H	--	--	3,040	--	--	--

Tabella 10-7 Verifiche geotecniche

11 MODELLAZIONE E VERIFICA: BANCHETTONE SU STRADA

11.1 Geometria delle opere e schemi di calcolo

Si mostra di seguito la sezione trasversale di progetto della banchina:

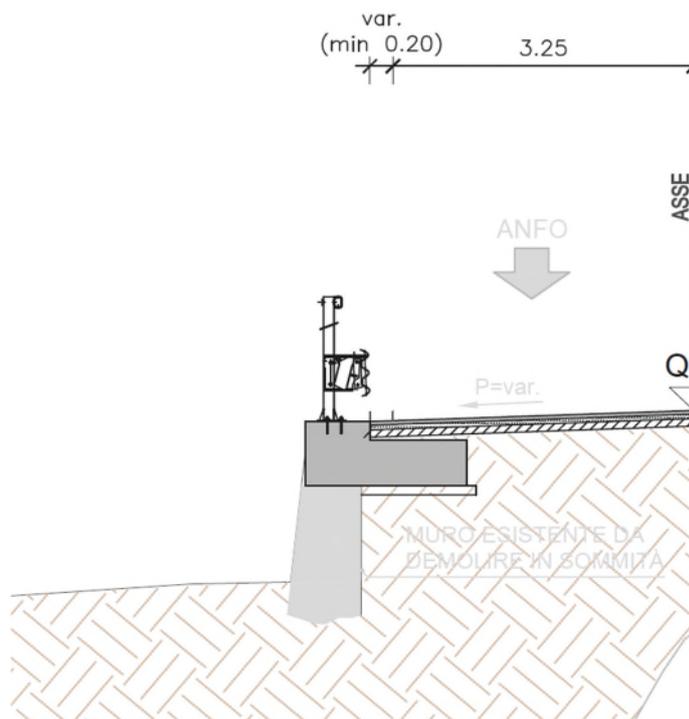


Figura 19 Sezione banchettone

Dimensioni geometriche:

- Altezza paramento = 0.35m Spessore soletta = 0.50m
- Larghezza banchina = 1.75 m

11.1.1 Modellazione strutturale

Per il progetto e dimensionamento dei muri è stato utilizzato il programma MAX, progettato e sviluppato dalla Aztec InformaticaSrl – Casole Bruzio (CS), è dedicato alla analisi dei muri di sostegno. Il software permette di sviluppare completamente le verifiche geotecniche e strutturali dei manufatti (Riferimenti: MAX ver. 16.2 B - 2022, Aztec InformaticaSrl, Corso Umberto I, 42-87050 CASOLE BRUZIO(CS).

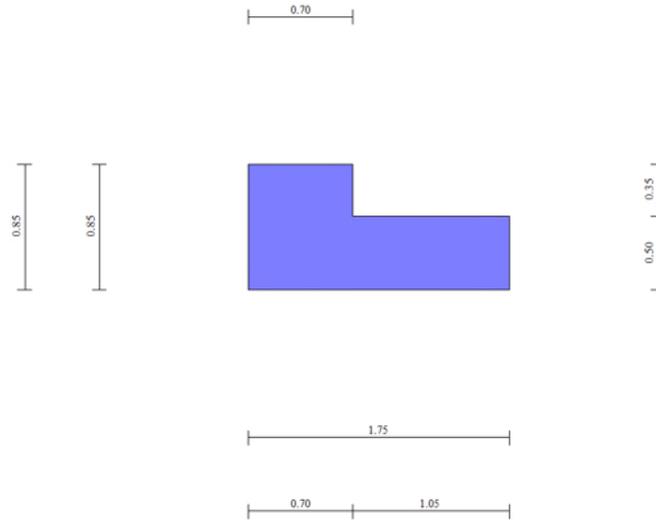


Figura 20 Sezione modello di calcolo

11.1.2 Parametri geotecnici e sismici

I parametri geotecnici caratteristici impiegati sono riportati di seguito:

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]
1	Terreno	20,0000	20,0000	35,000	23,000
2	Terreno 2	20,0000	20,0000	35,000	35,000

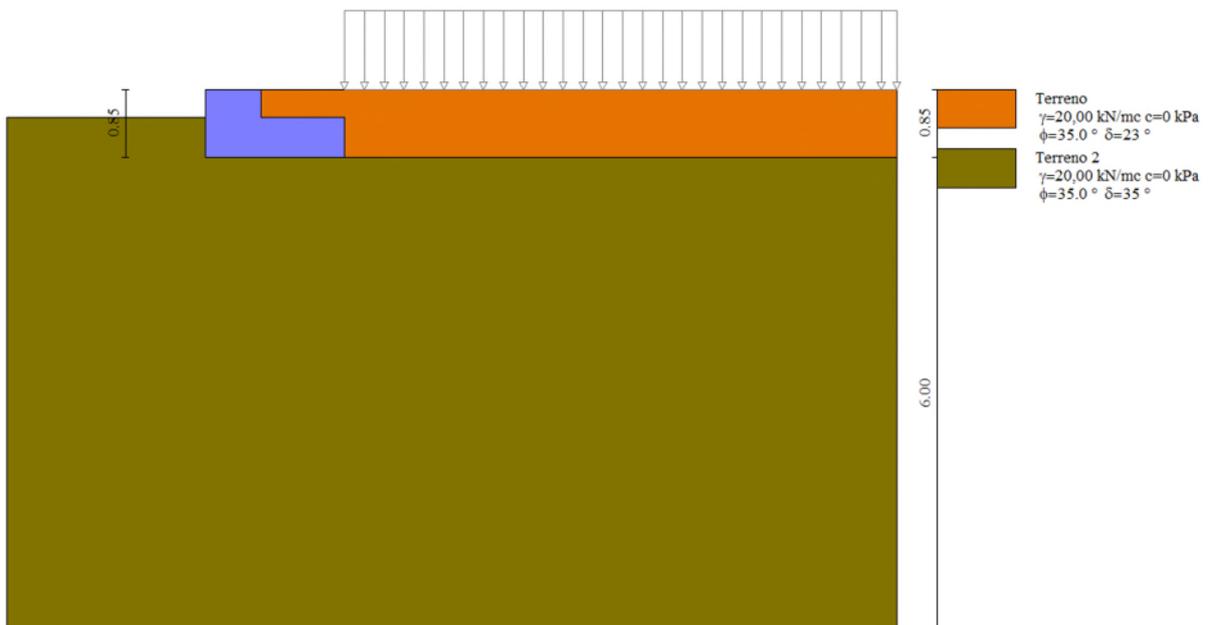


Figura 21 – Modello di studio del muro su strada

Dati sismici:

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		2.440	0.000
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.249	0.000
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.438	2.430
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.283	0.370
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.157	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	10.935	5.468
Ultimo - Ribaltamento	0.570	16.403	8.202
Esercizio	0.470	0.000	0.000

11.1.3 Analisi dei carichi

Di seguito vengono descritti i carichi considerati ai fini del dimensionamento del muro.

Peso proprio

Peso specifico cls:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso unitario parete (base):

$$g_{1,pareti} = 25 \cdot 0.70\text{m} = 17.50 \text{ kN/m}^2$$

Peso unitario fondazione:

$$g_{1,fond} = 25 \cdot 0.50\text{m} = 12.50 \text{ kN/m}^2$$

Spinta del terreno

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Il calcolo della pressione viene calcolata al variare della profondità z e considerando anche l'eventuale presenza della falda alla quota z_0 .

La spinta verticale σ_v del terreno viene calcolata con l'espressione generale:

$$\sigma_v = \gamma_t \cdot z_0 + \gamma_t' \cdot (z - z_0) + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Analogamente si ricavano i valori delle spinte orizzontali per i diversi coefficienti di spinta, per ciascuna condizione di carico ed alle profondità di riferimento.

Approccio 1 – Combinazione 1

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M1} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M1} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

Approccio 1 – Combinazione 2

$$\sigma_{h0} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{0,M2} + \gamma_t' \cdot (z - z_0) \cdot k_{0,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

$$\sigma_{ha} = \gamma_t \cdot z_0 \cdot k_{a,M2} + \gamma'_t \cdot (z - z_0) \cdot k_{a,M2} + \gamma_w \cdot (z - z_0)$$

I calcoli sono stati condotti caratterizzando il terreno con i parametri illustrati in precedenza.

Carico variabile stradale

Si considera un carico stradale distribuito a tergo del muro pari a 20 KPa.

Inerzia struttura

La forza d'inerzia della struttura è determinata dal peso del muro e dal coefficiente sismico k_h calcolato come:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}$$

dove:

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

$\beta_m = 0.38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

$\beta_m = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD)

In tutti i casi viene considerata trascurabile la componente verticale del sisma.

Incremento sismico spinta delle terre

La spinta sismica dovuta all'accelerazione e quindi alle forze di inerzia del terreno al lato delle strutture è calcolata con il metodo di Mononobe-Okabe, poiché si può considerare un muro come una struttura non certamente rigida, ma deformabile rispetto ad una spinta laterale.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

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

dove:

H = altezza del muro;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

γ^* = peso specifico del terreno;

K_{AE} = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidezza, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe, definito in base alla geometria del cuneo di terreno al lato della struttura e ai coefficienti sismici della normativa precedentemente esaminati:

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$,

dove:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ e la pressione idrodinamica E_{ws} sono definiti in funzione del livello di falda e della natura dei terreni; si distinguono i seguenti 4 casi:

- Rilevato asciutto

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana fine

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma^* k_h}{\gamma_d' 1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana grossa

$$\gamma^* = \gamma_d'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d k_h}{\gamma_d' 1 \pm k_v}$$

$$E_{wd} = 7/12 \times k_h g_w H'^2 \text{ con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

- Rilevato parzialmente immerse

$$\gamma^* = \gamma \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right]$$

$$\gamma^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno a grana fine} \\ \gamma_{\text{sat}} \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] & \text{se terreno a grana grossa} \end{cases}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* k_h}{\gamma_V^* 1 \pm k_v}$$

E_{wd} associato al tipo di terreno presente a tergo del muro.

Urto

In sommità del muro è prevista una barriera di sicurezza, pertanto, si considera il carico dell'urto in combinazione eccezionale. Al fine di ottenere le sollecitazioni trasmesse dalla barriera di sicurezza al muro per l'urto di un'automobile, si determina il momento plastico del profilo della barriera:

Caratteristiche profilo barriera

- $L1 = 120 \text{ mm}$;
- $L2 = 80 \text{ mm}$;
- Spessore = 4 mm .
- S235JR

Sollecitazioni trasmesse per urto

- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.0000611 \text{ m}^3 \cdot 235000 \text{ kN/m}^2}{1.05} = 13.67 \text{ kNm}$ (momento plastico profilo barriera);
- $V_{pl} = \frac{M_{pl}}{H \text{ paramento libero}} = \frac{13.67 \text{ kNm}}{0.35 \text{ m}} = 39.06 \text{ kN}$ (taglio trasmesso)

11.1.4 Condizioni e combinazioni di calcolo

Combinazioni di carico:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
q stradale	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3) H

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole
urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
q stradale	1.00	1.00	Sfavorevole

11.2 Sollecitazioni di verifica

Di seguito riportano le sollecitazioni maggiormente gravose ai fini delle diverse verifiche.

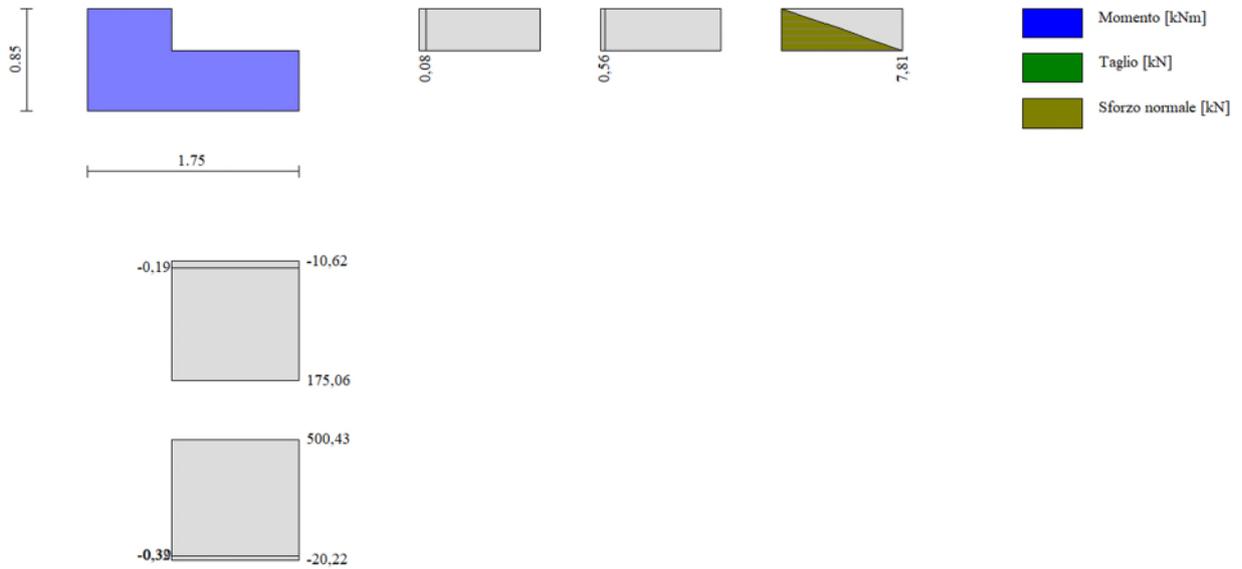


Figura 22 Comb. 1-SLU STR (A1+M1+R3)

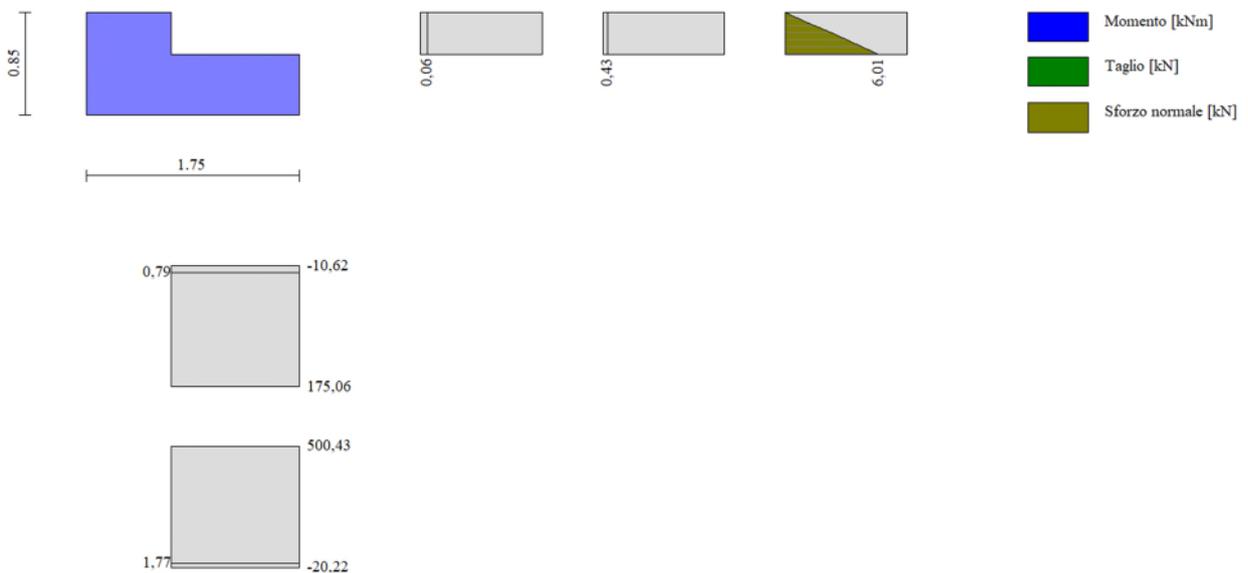


Figura 23 Comb. 6-SLE Rara

Ai fini delle verifiche strutturali, la combinazione dimensionante risulta essere quella eccezionale. Si considerano le sollecitazioni calcolate al Par. §10.1.3:

Sollecitazioni trasmesse per urto dalla barriera di sicurezza

- $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{0.0000611 \text{ m}^3 \cdot 235000 \text{ kN/m}^2}{1.05} = 13.67 \text{ kNm}$ (momento plastico profilo barriera);
- $V_{pl} = \frac{M_{pl}}{H_{paramento libero}} = \frac{13.67 \text{ kNm}}{0.35 \text{ m}} = 39.06 \text{ kN}$ (taglio trasmesso)

Le sollecitazioni determinate dall'urto vengono combinate con la spinta statica del terreno ed il carico variabile stradale trasmesso a tergo:

- $S_{g3,terreno} = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot H_{paramento}^2 \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot 0.27 \cdot (0.6 \text{ m})^2 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.97 \frac{\text{kN}}{\text{m}};$
- $S_q = 20 \text{ KPa} \cdot K_a \cdot H_{paramento} = 20 \text{ KPa} \cdot 0.27 \cdot 0.6 \text{ m} = 3.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}};$

Note le spinte agenti sul paramento del muro di sostegno si calcolano i momenti:

Tabella 8 – Calcolo sollecitazioni muro di sostegno

	V [kN/m]	braccio[m]	M[kNm/m]
Terreno g3	0,97	0,20	0,194
Variabile q	3,24	0,30	0,972
Mpl urto	39,3	-	13,67

Si determinano le sollecitazioni al metro lineare in corrispondenza della sezione di base del muro combinando i contributi:

- $M_{ECC} = \frac{0.194 \text{ kNm} + 0.972 \text{ kNm}}{m} + 13.67 \frac{\text{kNm}}{m} = 14.84 \text{ kNm/m}$
- $V_{ECC} = \frac{0.97 \text{ kN} + 3.24 \text{ kN}}{m} + 39.3 \frac{\text{kN}}{m} = 43.51 \text{ kN/m}$

11.3 Verifiche strutturali STR

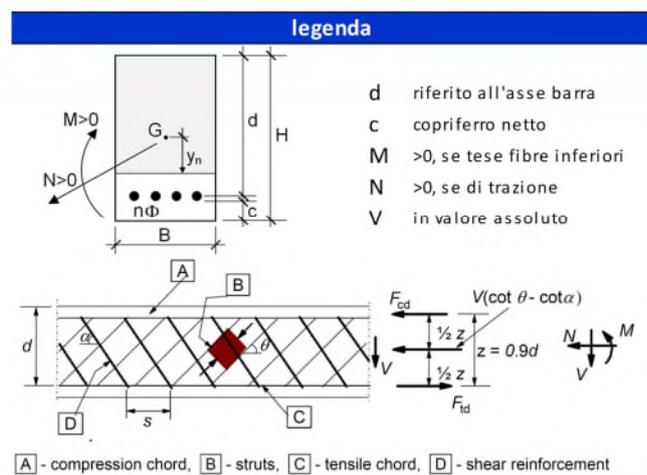
PARAMENTO

Il muro è costituito da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 90 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da 1+1 $\Phi 16/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 10/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 16$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	70	5,6	63,6	57,2
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	A_{sl}	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6,4	10,05	
5	16	63,6	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	A_{sw}
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	40	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
M_{Ek}	0 [kNm]
N_{Ek}	0 [kN]
tensioni e fessure	
M_{dec}	0,0 [kNm]
M_{cr}	-227,9 [kNm]
y_n	23,18 [cm]
$\sigma_{c,min}$	0,0 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	0,0 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	0,0 [MPa]
k_2	0,5
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	- [%]
$S_{r,max}$	- [cm]
w_k	- [mm]
M_{Ed}	15 [kNm]
N_{Ed}	0,0 [kN]
V_{Ed}	44 [kN]
presso-flessione	
M_{Rd}	299,4 [kNm]
FS	20,18
taglio	
V_{Rdc}	310,5 [kN]
non serve armatura a taglio	
V_{Rds}	438,0 [kN]
V_{Rdmax}	3639,4 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione duttile	
ai	63,6 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f_{yk}	450 [MPa]
f_{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1
γ_c	1	f_{yd}	450,0 [MPa]
α_{cc}	0,85	E_s	210000 [MPa]
f_{cd}	28,2 [MPa]	ε_{uk}	75 [%]
ν	0,520		
ε_{c2}	2,0 [%]		
ε_{cu2}	3,5 [%]		
α_e	15,0		
k_t	0,4		
valori limite			
k_1	0,8	0,55 f_{ck}	18,3 [MPa]
k_3	3,4	0,75 f_{yk}	337,5 [MPa]
k_4	0,425	$w_{k,lim}$	0,3 [mm]



La verifica risulta essere soddisfatta.

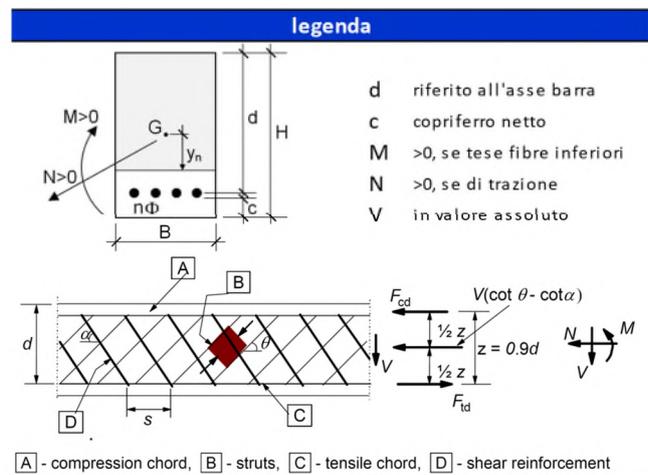
FONDAZIONE

La fondazione è costituita da un calcestruzzo di classe Rck 40, ha uno spessore di 95 cm e si considera una larghezza unitaria. L'armatura interna è costituita da 1+1 $\Phi 16/20$. A taglio si dispongono degli spilli $\Phi 10/20 \times 40$. La distanza tra la generatrice della barra di armatura e il lembo esterno della sezione è stata calcolata come segue: al copriferro minimo (4.0 cm) è stato sommato metà del diametro dell'armatura trasversale, il diametro dell'armatura longitudinale ($\Phi 16$) ed il diametro degli spilli.

geometria				
sezione trasversale				
B	H	c	d	z
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
100	95	5,6	88,6	79,7
armatura longitudinale				
nbarre	ϕ	d	Asl	
	[mm]	[cm]	[cm ²]	
5	16	6,4	10,05	
5	16	88,6	10,05	
armatura a taglio				
nbracci	ϕ	s	α	Asw
	[mm]	[cm]	[°]	[cm ²]
5	10	40	90	3,93

sollecitazioni e risultati	
SLE	SLU
MEk	0 [kNm]
NEk	0 [kN]
tensioni e fessure	
Mdec	0,0 [kNm]
Mcr	-414,3 [kNm]
yn	33,32 [cm]
$\sigma_{c,min}$	0,0 [MPa]
$\sigma_{s,min}$	0,0 [MPa]
$\sigma_{s,max}$	0,0 [MPa]
k ₂	0,5
$\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}$	- [‰]
Sr,max	- [cm]
Wk	- [mm]
MEd	15 [kNm]
NEd	0,0 [kN]
VEd	0 [kN]
presso-flessione	
MRd	413,5 [kNm]
FS	27,87
taglio	
VRdc	366,0 [kN]
non serve armatura a taglio	
VRds	610,2 [kN]
VRdmax	5070,0 [kN]
θ	30,0 [°]
sezione	dustile
al	88,6 [cm]

materiali			
calcestruzzo		acciaio	
Rck	40 [MPa]	f _{yk}	450 [MPa]
f _{ck}	33,2 [MPa]	γ_s	1
γ_c	1	f _{yd}	450,0 [MPa]
α_{cc}	0,85	E _s	210000 [MPa]
f _{cd}	28,2 [MPa]	ε_{uk}	75 [‰]
v	0,520		
ε_{c2}	2,0 [‰]		
ε_{cu2}	3,5 [‰]		
α_e	15,0		
kt	0,4		
valori limite			
k ₁	0,8	0,55 f _{ck}	18,3 [MPa]
k ₃	3,4	0,75 f _{yk}	337,5 [MPa]
k ₄	0,425	Wk,lim	0,3 [mm]



La verifica risulta essere soddisfatta.

11.4 Verifiche geotecniche GEO

Si mostrano in tabella i fattori di sicurezza ottenuti:

 Sintesi FS verifiche globali

	n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
◆	1	STR (A1-M1-R3)		3,179	22,352	--	--	--	--
	2	STR (A1-M1-R3)	H	2,094	13,904	--	--	--	--
	3	STR (A1-M1-R3)		4,043	20,396	--	--	--	--
	4	STR (A1-M1-R3)		3,362	23,581	--	--	--	--
	5	STR (A1-M1-R3)		3,860	19,875	--	--	--	--
	6	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	2,578	--	--
	7	GEO (A2-M2-R2)	H	--	--	--	2,282	--	--
	8	EQU (A1-M1-R3)		--	--	10,984	--	--	--
	9	EQU (A1-M1-R3)	H	--	--	6,042	--	--	--

Tabella 11-9 Verifiche geotecniche