

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

RIQUALIFICA VIALE EUROPA

IMBOCCO SOTTOVIA- MURI DI SOSTEGNO LATO SUD

RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano n.A20155
RESPONSABILE GEOTECNICA
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE


Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE	
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog., Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I10	MS043	00000	R	A P E	1530	- 0	SCALA -

 <small>gruppo Atlantia</small>	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	---	---

SPEA ENGINEERING

AUTOSTRADA (A14) BOLOGNA-BARI-TARANTO

Tratto Bologna Borgo Panigale - Bologna San Lazzaro

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

RIQUALIFICA VIALE EUROPA

IMBOCCO SOTTOVIA- MURI DI SOSTEGNO LATO SUD

Relazione di calcolo

Indice

1	PREMESSA.....	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	8
2.1	NORMATIVA	8
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	8
2.3	BIBLIOGRAFIA	8
3	MATERIALI.....	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
4.1	PREMESSA	10
4.2	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	10
4.3	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO.....	11
5	CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO	12
5.1	PREMESSA	12
5.2	CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE PER I MURI DI SOSTENGO	12
5.2.1	<i>Verifiche SLU.....</i>	<i>13</i>
5.2.1.1	Verifica allo scorrimento sul piano di fondazione.....	15
5.2.1.2	Verifica al ribaltamento (EQU)	15
5.2.1.3	Verifica a carico limite dell'insieme fondazione-terreno	16
5.2.1.4	Verifica di stabilità globale	17
5.2.2	<i>Verifiche SLE-GEO.....</i>	<i>19</i>
5.2.2.1	Stima dei cedimenti.....	19
5.2.2.2	Stima degli spostamenti orizzontali	20
5.2.2.3	Stima delle rotazioni dell'opera.....	21
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	22
6	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	23
7	AZIONI DI CALCOLO.....	28
7.1	AZIONI PERMANENTI.....	28
7.1.1	<i>Pesi propri</i>	<i>28</i>
7.1.2	<i>Spinta delle terre in condizioni statiche.....</i>	<i>28</i>
7.2	AZIONI VARIABILI	29
7.2.1	<i>Sovraccarico dovuto al traffico stradale.....</i>	<i>29</i>
7.2.2	<i>Azione del vento</i>	<i>29</i>
7.3	AZIONI ECCEZIONALI	29
7.4	AZIONE SISMICA	29
7.4.1	<i>Spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche.....</i>	<i>29</i>
7.4.2	<i>Forze d'inerzia.....</i>	<i>30</i>

7.4.3	<i>Spinta dovuta al sovraccarico stradale in condizioni sismiche</i>	30
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI	30
8	ANALISI E RISULTATI	32
8.1	SEZIONE TIPO 1	33
8.2	SEZIONE TIPO 2	38
8.3	SEZIONE TIPO 3	40
8.4	SEZIONE TIPO 4	42
8.5	SEZIONE TIPO 5	44
8.6	SEZIONE TIPO 6	46
8.7	RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI	49
8.7.1	<i>Sezione Tipo 1- sezione A-A</i>	49
8.7.2	<i>Sezione Tipo 1- sezione C-C</i>	52
9	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	55

1 PREMESSA

Oggetto della presente Relazione sono le verifiche geotecniche dei muri di imbocco del sottovia di viale Europa previsti nell'ambito della progettazione definitiva dell'Autostrada A14 (Bologna - Bari - Taranto), potenziamento del sistema tangenziale di Bologna.

Le verifiche sono state condotte ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif. [1] e [2]).

Sono previsti 6 tipologie di muri variabili in base alle altezze dell'elevazioni, in dettaglio

Tipo 1	$7.00\text{m} < H < 7.80\text{m}$
Tipo 2	$5.00\text{m} < H < 7.00\text{m}$
Tipo 3	$4.00\text{m} < H < 5.00\text{m}$
Tipo 4	$3.00\text{m} < H < 4.00\text{m}$
Tipo 5	$2.70\text{m} < H < 3.00\text{m}$
Tipo 6	$H = 2.70\text{m}$

Nelle figure seguenti sono riportate le sezioni caratteristiche

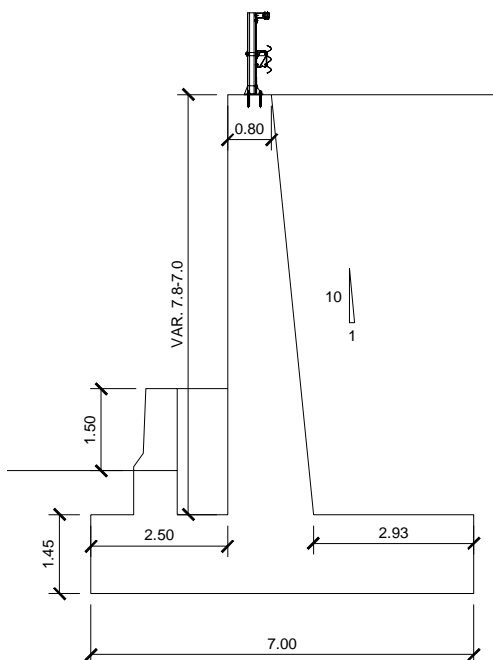


Figura 1-1: Sezione tipo 1

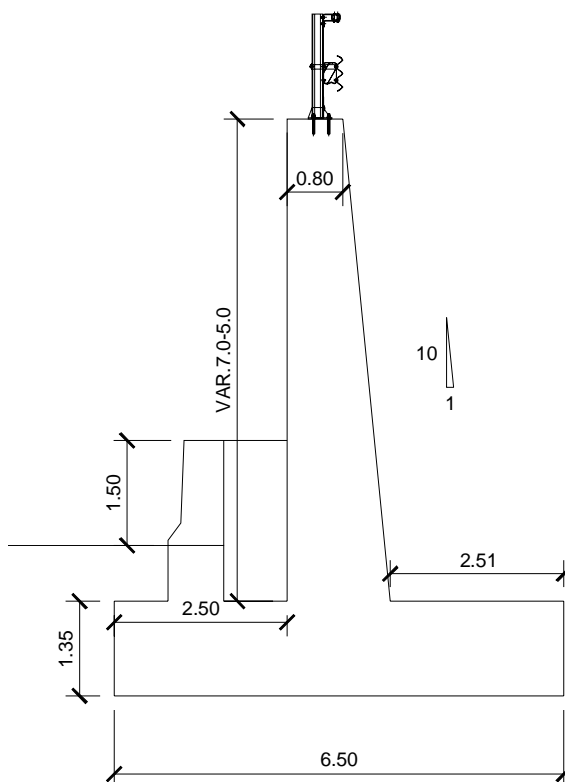


Figura 1-2: Sezione tipo 2

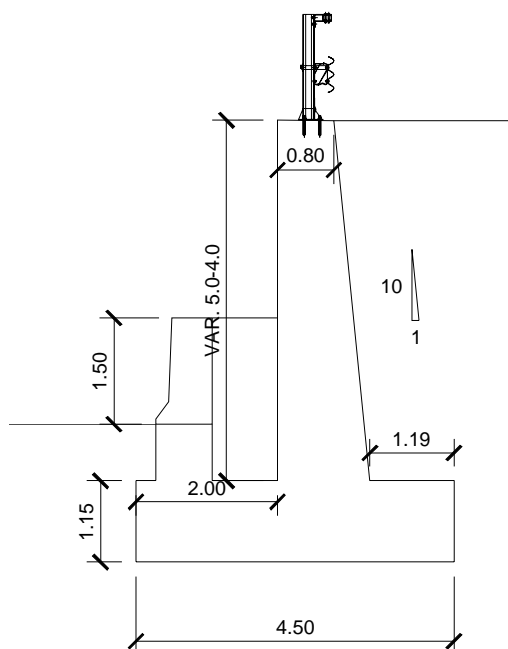


Figura 1-3: Sezione tipo 3

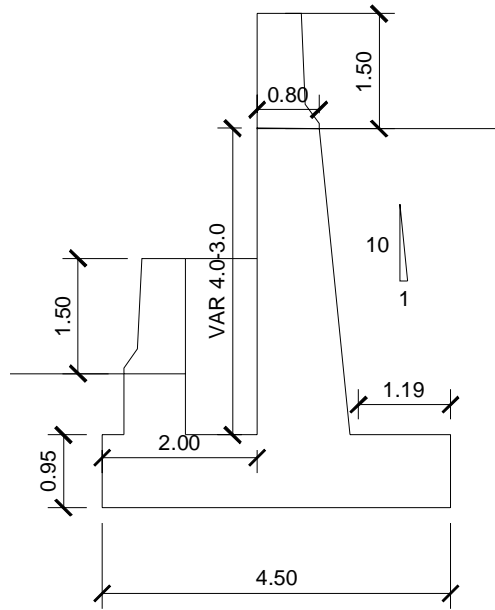


Figura 1-4: Sezione tipo 4

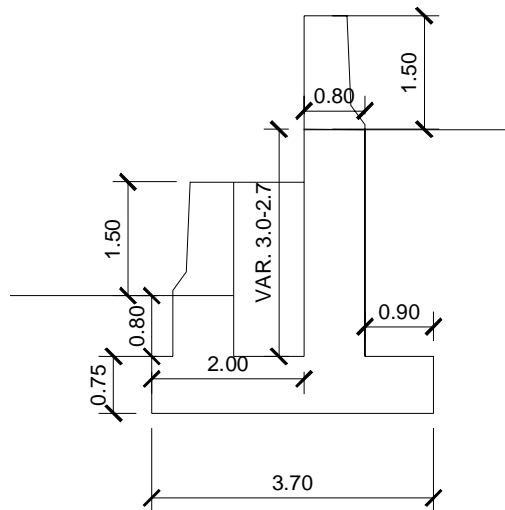


Figura 1-5: Sezione tipo 5

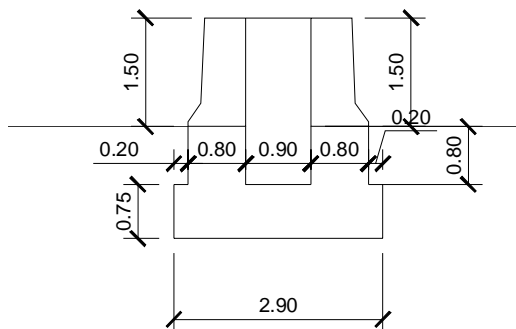


Figura 1-6: Sezione tipo 6

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale. Il sito è caratterizzato da un'accelerazione di progetto su suolo di categoria D, associata ad un tempo di ritorno di 949 anni e periodo di riferimento di 100 anni, pari a $0.210g$ ⁽¹⁾. Per quanto riguarda le informazioni relative alla vita nominale, classe d'uso, corrispondente coefficiente d'uso e periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura in esame si rimanda alla Relazione STR di calcolo strutturale.

⁽¹⁾ Fonte: Allegato B alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni – Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

- [1] Circolare 21 gennaio 2019, n7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 5, supplemento ordinario n.35.
- [2] Decreto Ministeriale del 18 gennaio 2018: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.42 del 20-02-2018, Supplemento Ordinario n.8
- [3] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: "Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario n.30.
- [4] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [5] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [6] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

- [7] Relazione Geotecnica Generale APE0001
- [8] Planimetrie e Profili Geotecnici APE0002÷APE0009

2.3 BIBLIOGRAFIA

- [9] ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA [1984] - "Raccomandazioni sui pali di fondazione"
- [10] BUSTAMANTE M. & DOIX B. (1985) - "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140, nov.-déc., ref. 3047
- [11] COLLOTTA T., MORETTI P.C. (1985) "I pali trivellati di grande diametro in terreni granulari", Rivista Autostrade, n.5, maggio, 34-4.
- [12] JAMIOLKOWSKI M. et al. (1983) "Scale effects of ultimate pile capacity", Discussion, JGED, ASCE.
- [13] Matlock, H., Reese, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". Journal of Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
- [14] Meyerhof G.G. (1976) "Bearing capacity and settlement of pile foundation" Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.102, March.
- [15] MEYERHOF G.G., SASTRY V.V.R.N. (1978) "Bearing capacity of piles in layered soils. Part 1. Clay overlying sand", Canadian Geotechnical Journal, 15,171-182.
- [16] Nordlund R.L. (1963) "Bearing capacity of piles in cohesionless soils" JSMFE, ASCE, SM3
- [17] Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975) "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay" Proc. VII Offshore Technology Conference, OTC 2313, Houston, Texas.
- [18] Reese L.C., Wright S.J. (1977) "Drilled shaft manual" U.S. Department of Transportation, Office of Research and Development, Div. HDV 2, Washington.
- [19] Tomlinson M.J. (1977) "Pile design and construction practice" View Point Publication

3 MATERIALI

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate tipo B450C
fyk > 450 Mpa
ftk > 540 Mpa
copriferro: 40 mm.

Calcestruzzo per fondazione muri:

- Classe resistenza minima C28/35;
- Classe di esposizione XC2;
- Eventuali additivi secondo NTA.

Calcestruzzo per elevazione muri:

- Classe resistenza minima C32/40;
- Classe di esposizione XF2;
- Eventuali additivi secondo NTA.

Magrone di sottofondo:

- Classe resistenza minima C12/15;
- Classe di esposizione X0;

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

4.1 PREMESSA

Di seguito si riporta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento delle fondazioni.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti a partire dai risultati delle indagini a disposizione, mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Per eventuali approfondimenti, soprattutto per quanto riguarda le indagini storico-bibliografiche, si rimanda alla Relazione Geotecnica allegata al progetto (Doc. Rif.[7]).

4.2 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica utilizzate nel calcolo

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	z_w (m da p.c.)
0.00	0.0 ÷ 30.0	Limo argilloso	A	-5.0

Tabella 4-1: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica

Descrizione	g	c'	f	E'	s'_{pre}	CR	RR	C_v	C_u	E_u
	(KN/m ³)	(KPa)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	m/sec ²	(KPa)	(MPa)
Limo argilloso	19	0	26	5	0.4	0.18 ÷ 0.16	0.03÷0.04	3E-07	50 +3.3 z	20
g	=	peso di volume del terreno			CR	=	angolo di resistenza al taglio			
c'	=	coesione efficace			RR	=	modulo di elasticità			
j'	=	angolo di resistenza al taglio			C_v	=	coeff. di consolidazione verticale			
E'	=	modulo di elasticità			C_u	=	coesione non drenata			
s'_{pre}	=	tensione di preconsolid			E_u	=	mod di elasticità in condiz non drenate			

Tabella 4-2: Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

La falda è prevista a circa 5.0m dal piano campagna e non interessa gli scavi in progetto

4.3 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. [1]), è basata sulla stima dei valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

I risultati della prova di Down-Hole hanno evidenziato delle velocità delle onde di taglio variabili da 200 a 600 m/s

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. [1], l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di categoria C, ossia "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m".

Nei calcoli di è cautelativamente considerato una categoria di suolo di tipo D

5 CRITERI DI VERIFICA E DI CALCOLO

5.1 PREMessa

Le verifiche contenute nel presente documento fanno riferimento a quanto descritto per le fondazioni nel Doc. Rif. [1] e successiva circolare esplicativa (Doc. Rif. [1]).

Le verifiche, sia per il caso statico e sia per quello sismico, sono state eseguite adottando l'Approccio 2 delle NTC (Doc. Rif. [1]) nei confronti degli stati limiti ultimi (SLU), riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione, e degli stati limite di esercizio (SLE), in modo da verificare la compatibilità tra requisiti prestazionali dell'opera e gli spostamenti e distorsioni previste.

5.2 CRITERI DI PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE PER I MURI DI SOSTENGO

In accordo con quanto definito nel par. 6.2.3. del Doc. Rif. [1], devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese:

- Verifiche agli stati limite ultimi (SLU);
- Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE).

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [1]})$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche, oppure, successivamente, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche, quest'ultima relativamente a verifiche strutturali.

La verifica della condizione ($E_d \leq R_d$) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2 - Tabella 5-1), per i parametri geotecnici (M1 e M2 - Tabella 5-2) e per le resistenze (R1, R2 e R3 - Tabella 5-3).

Tabella 5-1: Coefficienti parziali sulle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ (o γ_e)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

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

Tabella 5-2: Coefficienti parziali sulle caratteristiche meccaniche dei terreni

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
-----------	-----------------------	------	------

Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	g'	1.0	1.25
Coesione efficace	g_c'	1.0	1.25
Resistenza non drenata	g_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	g_b	1.0	1.0

Tabella 5-3: Coefficienti parziali sulle resistenze (R1, R2 ed R3) (Tab. 6.4.1 Doc.Rif. [1])

VERIFICA	Coefficiente parziale	(R1)	(R2)	(R3)
Capacità portante	g_R	1.0	1.8	2.3
Scorrimento	g_R	1.0	1.1	1.1

Le verifiche di sicurezza in campo sismico devono contemplare le medesime verifiche definite in campo statico, in cui tuttavia i coefficienti sulle azioni sono posti pari ad uno (Par.7.11.1 del Doc. Rif.[1]).

Per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif.}[1])$$

dove

E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione, e C_d è il valore limite prescritto dell'effetto delle azioni.

All'interno del progetto devono essere quindi definite le prescrizioni relative agli spostamenti compatibili per l'opera e le prestazioni attese.

5.2.1 Verifiche SLU

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.5.3.1.1), per i muri di sostegno devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli stati limite ultimi di seguito indicate.

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU), relative a condizioni di:
 - Scorrimento dell'opera sul piano di posa delle fondazioni;
 - Ribaltamento;
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
 - Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati in Tabella 5-4

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+M3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati in Tabella 5-5.

Tabella 5-4: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2)

Coefficiente parziale	(R2)
γ_R	1.1

Tabella 5-5: Coefficienti parziali sulle resistenze (R3)

VERIFICA	Coefficiente parziale R3	
	CONDIZIONI STATICHE	CONDIZIONI SISMICHE
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$	$\gamma_R = 1.2$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.0$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$	$\gamma_R = 1.0$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$	$\gamma_R = 1.2$

Anche in condizioni sismiche, occorre verificare la sicurezza dell'opera rispetto ai potenziali meccanismi di collasso per scorrimento, ribaltamento, carico limite e stabilità globale.

Ai sensi delle NTC 2018, le suddette verifiche possono svolte ricorrendo a metodi pseudo statici, che consistono nel ricondurre l'azione dinamica del sisma a una forza statica equivalente, moltiplicando i pesi delle masse in gioco per opportuni coefficienti.

Per le verifiche dei muri di sostegno, i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v sono forniti dalle seguenti espressioni:

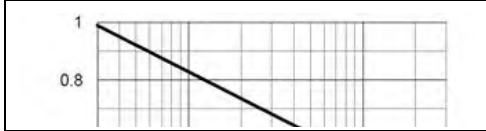
$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = \beta_m \frac{a_g \cdot S_s \cdot S_T}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h.$$

I parametri a_g , S_s ed S_T sono stati definiti nel precedente paragrafo 5.3.

Il coefficiente b_m deve essere posto pari a 1, se si assume che il muro di sostegno in esame non possa subire spostamenti; in caso contrario, esso assume valori minori dell'unità, in funzione dello stato limite considerato e dello spostamento permanente massimo u_s che il muro può tollerare (Tabella 5-6).

Tabella 5-6: Coefficiente riduttivo di a_{max} per le verifiche sismiche dei muri di sostegno (b_m)

	Valori minimi di b_m	
	SLV	SLD

	0.38	0.47
--	------	------

Per le analisi di stabilità globale, invece, i coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v sono forniti dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g} = \beta_s \frac{a_g \cdot S_S \cdot S_I}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h,$$

in cui il coefficiente β_s assume i valori indicati nella seguente Tabella 5-7.

Tabella 5-7: Coefficiente riduttivo di a_{max} per le verifiche di stabilità globale (β_s)

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
$0.2 < a_g (g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g (g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g (g) \leq 0.1$	0.20	0.20

5.2.1.1 Verifica allo scorrimento sul piano di fondazione

La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla resistenza per attrito disponibile sul piano di imposta. Quest'ultima è pari al prodotto della risultante delle azioni verticali (azioni ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito fondazione – terreno.

Dunque, posto:

$Q_v =$ risultante delle azioni caratteristiche ortogonali al piano di posa,

$Q_H =$ risultante delle azioni di progetto parallele al piano di posa,

$m = \text{tg}(\varphi')$ = coefficiente di attrito fondazione – terreno,

la verifica allo scorrimento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:

$$\frac{(Q_v \cdot \text{tg} \varphi')}{Q_H} \geq 1.1 \quad (1.0, \text{con sisma})$$

A meno di situazioni particolari, per le quali si rimanda alle NTC 2018, la resistenza passiva offerta dal terreno presente a valle del muro deve essere trascurata.

5.2.1.2 Verifica al ribaltamento (EQU)

La somma dei momenti delle forze esterne agenti sul muro (spinta del terrapieno, sovraccarichi, azioni climatiche, azioni eccezionali ...), valutati rispetto allo spigolo di valle della platea di fondazione, deve risultare non superiore alla somma dei momenti dovuti ai pesi propri della struttura

(muro in c.a.), del terreno gravante sulla mensola di monte e delle masse eventualmente collegate al muro (ad es. barriere di sicurezza o antirumore), valutati rispetto allo stesso spigolo.

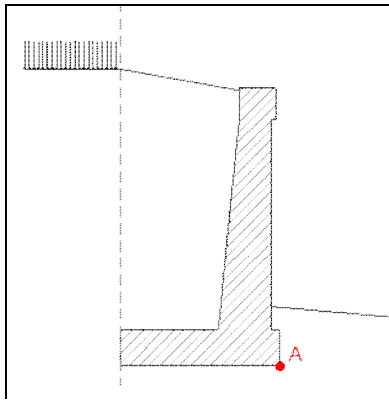


Figura. Schema di riferimento per la verifica al ribaltamento

Dunque, con riferimento al punto A evidenziato in Figura, posto:

M_{rib} = risultante dei momenti ribaltanti di progetto,

M_{sta} = risultante dei momenti stabilizzanti di progetto,

la verifica al ribaltamento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:

$$\frac{M_{sta}}{M_{rib}} \geq 1.15 \quad (1.0, \text{con sisma})$$

5.2.1.3 Verifica a carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La valutazione della capacità portante della fondazione del muro di sostegno viene condotta in accordo alle seguenti formule generalizzate di Hansen:

$$q_{lim} = \min \begin{cases} q_{lim,B} = s_q d_q i_{q,B} g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_{c,B} g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_{\gamma,B} g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma B' / 2) \\ q_{lim,L} = s_q d_q i_{q,L} g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_{c,L} g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_{\gamma,L} g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma L' / 2) \end{cases}$$

Con:

- N_q, N_c, N_g fattori di capacità portante
 - $N_q = e^{p \tan f} \tan^2(45 + f/2)$
 - $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot f$
 - $N_g = 2 * (N_q + 1) \cdot \tan f$
- s_q, s_c, s_γ fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- d_q, d_c, d_γ fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- i_q, i_c, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- g_q, g_c, g_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- b_q, b_c, b_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- q tensione verticale efficace agente al piano di posa della fondazione;
- g' peso dell'unità di volume efficace del terreno di fondazione;
- B' e L' dimensioni della fondazione efficace equivalente.

Si definisce efficace equivalente la parte di fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi verticali di progetto Q_V risulta centrata. Per fondazioni rettangolari di larghezza B e lunghezza L , indicate con e_B ed e_L le componenti della eccentricità del carico rispettivamente in direzione B e L , le corrispondenti dimensioni efficaci sono:

$$B' = B - 2 e_B \quad L' = L - 2 e_L.$$

Le espressioni dei vari coefficienti correttivi sono riportate in Figura 2.

La verifica è soddisfatta se, per ogni combinazione di carichi, risulta:

$$\frac{Q_{V,lim}}{Q_{V,d}} \geq 1.4 \quad (1.2, \text{con sisma})$$

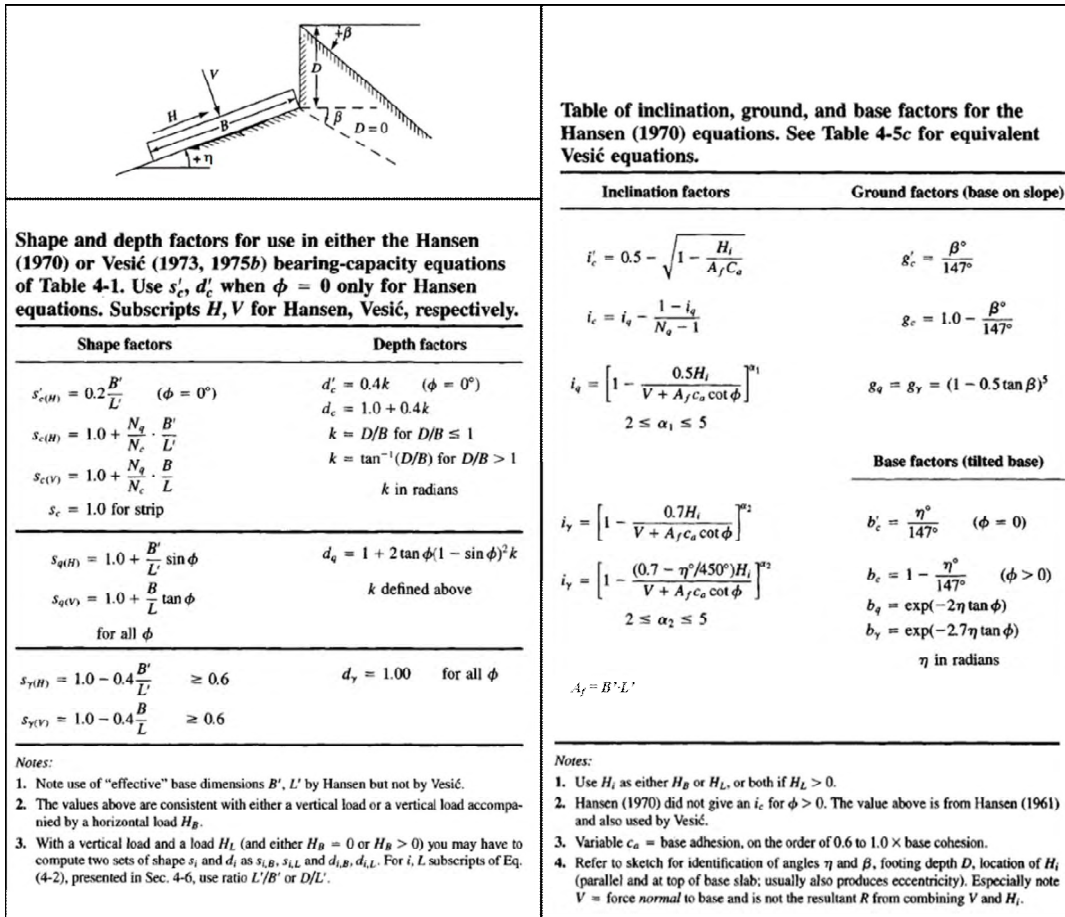


Figura 5-1: Fattori per il calcolo della capacità portante della fondazione

5.2.1.4 Verifica di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale della porzione di versante in cui è inserita l'opera di sostegno possono essere eseguite, in maniera speditiva, attraverso il metodo dell'equilibrio limite. Tale metodo, nel quale per i terreni è adottato un semplice legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb, consente di svincolarsi dalla complessa problematica dell'analisi dello stato deformativo del sistema opera-terreno, se non di stretto interesse. Il fattore di sicurezza è convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate per effetto delle forze agenti (pesi propri, carichi esterni).

La massa interessata dallo scivolamento (corpo rigido delimitato dalla superficie topografica e dalla superficie di scorrimento potenziale esaminata) viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i ;
- $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata "a" che individua il punto di applicazione delle E_i ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.S.

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$, mentre le equazioni a disposizione sono $4n$:

- n equazioni di equilibrio dei momenti;

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni relative al criterio di rottura.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è $i = (6n-2) - (4n) = 2n-2$.

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, il che equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite, vedi Figura 2.

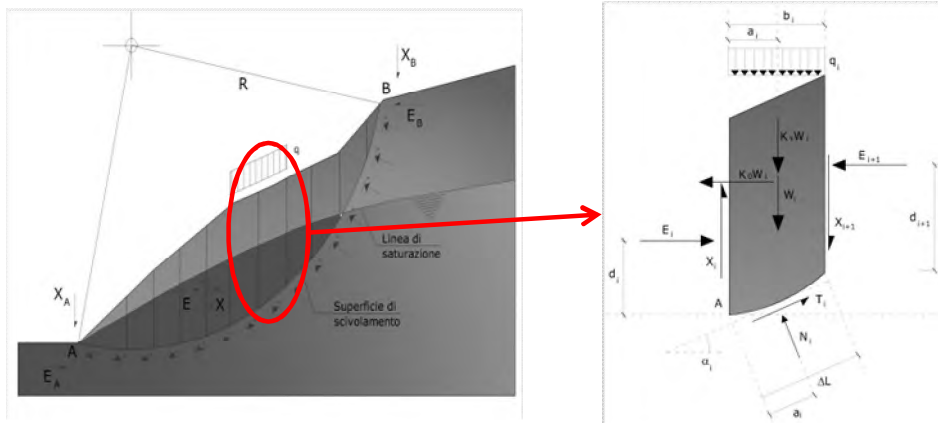


Figura 5-2: Metodo dell'equilibrio limite. Suddivisione in conci della massa di terreno potenzialmente instabile.

Nel Metodo di Bishop (1955), imponendo il rispetto

- dell'equilibrio alla traslazione verticale $\Sigma F_v = 0$,
- dell'equilibrio alla rotazione $\Sigma M_0 = 0$,
- del criterio di resistenza, $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$,

si perviene, con riferimento ai simboli della Figura 2, alla seguente espressione del coefficiente di sicurezza:

$$F.S. = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \frac{\tan \varphi_i}{F.S.}}}{\sum W_i \times \text{sen} \alpha_i}$$

La precedente equazione deve essere risolta per tentativi, comparando F.S. sia al primo sia al secondo membro.

Il coefficiente di sicurezza, implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento, può essere in definitiva inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza meccanica del materiale (c' e $\tan \varphi'$) per portare il pendio in condizioni di equilibrio limite.

La superficie di scivolamento critica è quella cui corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza; ovviamente, se tale rapporto risulta inferiore all'unità, il pendio è instabile.

Le superfici di scorrimento analizzate devono essere compatibili, per forma e posizione, con i cinematismi di rottura attesi; devono perciò essere tenute in conto le superfici di scivolamento potenziale che non intersecano l'opera di sostegno in esame (stabilità globale).

La verifica si ritiene soddisfatta se $F.S. \geq 1.1$.

Nel caso in esame, in particolare, è stato utilizzato il metodo di Bishop (1955), implementato nel codice di calcolo Slope/W –GeoStudio 2012.

5.2.2 Verifiche SLE-GEO

Lo spostamento complessivo di un muro di sostegno per effetto dei carichi su di esso agenti è in generale fornito dalla somma dei seguenti contributi: traslazione nel piano verticale, traslazione nel piano orizzontale e rotazione rigida.

Ai fini del corretto dimensionamento bisogna dunque valutare:

- Cedimenti in fondazione;
- Spostamenti orizzontali;
- Rotazioni.

A tali grandezze sono correlati gli spostamenti del terrapieno e delle opere che su questo ricadono, per minimizzare i quali viene prescritto un limite di accettabilità.

5.2.2.1 Stima dei cedimenti

In via del tutto generica il cedimento può essere approssimativamente stimato attraverso la seguente espressione:

$$s_v = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

- n è il numero degli strati con rigidezza costante in cui può essere suddiviso il terreno di fondazione, fino alla profondità di interesse (volume significativo);
- ΔH_i è l'altezza dello strato i -esimo;
- $\Delta \sigma_{zi}$ è l'incremento medio della tensione verticale indotto nello strato i -esimo dal carico applicato al piano di imposta;
- E_i è il modulo di rigidezza dello strato i -esimo.

L'estensione del volume significativo si determina in funzione della progressiva diminuzione con la profondità degli incrementi di tensione prodotti dal carico applicato al piano di imposta, che ad un certo punto diventano trascurabili rispetto al valore della tensione verticale efficace preesistente ($\Delta \sigma_z < 0.15 \cdot \sigma_{z0}$).

Detti incrementi si determinano ricorrendo alla teoria del semispazio elastico, omogeneo ed isotropo ovvero alla soluzione di Boussinesq estesa ai carichi ripartiti (Figura 5).

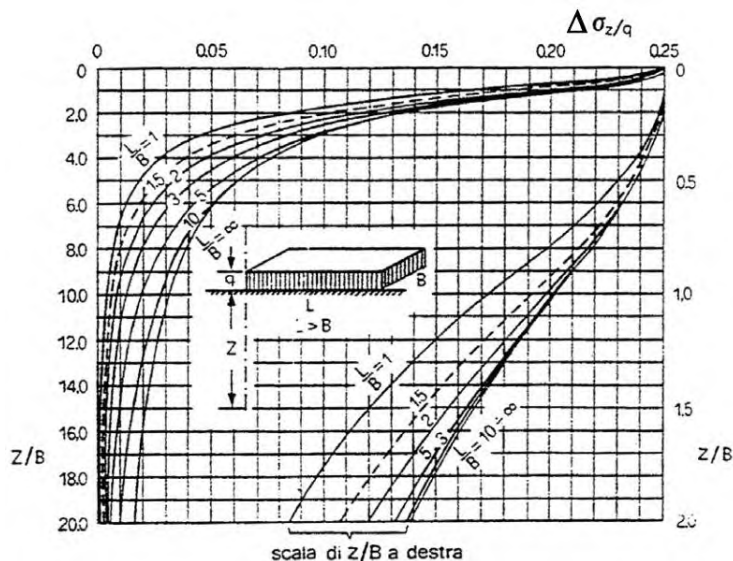


Figura 5-3: Incrementi di tensione $\Delta\sigma_z$ lungo la verticale per lo spigolo di un'area di carico uniforme rettangolare di lati B e L di intensità q (Steinbrenner, 1934).

5.2.2.2 Stima degli spostamenti orizzontali

Gli spostamenti orizzontali di un muro di sostegno possono essere valutati, in linea di massima, sfruttando ancora una volta la teoria del semispazio elastico omogeneo ed isotropo.

In tale ipotesi, lo spostamento orizzontale indotto da una forza agente parallelamente al lato minore B di una fondazione rettangolare è fornito dalla seguente espressione:

$$s_h = \frac{F_h \cdot (1 - \nu^2)}{\beta_x \cdot E \cdot \sqrt{B \cdot L}}$$

in cui:

- ν è il modulo di Poisson del terreno;
- E è il modulo elastico del terreno;
- L è la dimensione massima della fondazione (L=1.0 m per le fondazioni nastriformi);
- β_x è un coefficiente di influenza, funzione di ν e del rapporto L/B (Tabella 15, Poulos&Davis, 1974).

Tabella 5-8: . Coefficiente di influenza β_x per il calcolo di spostamenti orizzontali (Poulos & Davis, 1974)

L/B	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0
n	β_x						
0.1	1.040	1.000	1.010	1.020	1.050	1.150	1.250
0.2	0.990	0.938	0.942	0.945	0.975	1.050	1.160
0.3	0.926	0.868	0.864	0.870	0.906	0.950	1.040
0.4	0.844	0.792	0.770	0.784	0.806	0.850	0.940
0.5	0.770	0.704	0.692	0.686	0.700	0.732	0.840

5.2.2.3 Stima delle rotazioni dell'opera

Come anticipato, agli spostamenti determinati in sommità dalle traslazioni del muro, bisogna sommare quelli determinati dalla rotazione rigida del muro per effetto dei carichi eccentrici applicati in fondazione.

La rotazione di una fondazione rettangolare, di larghezza B e lunghezza L, può essere valutata con la seguente espressione:

$$\tan\theta = I_{\theta} \frac{(1 - \nu^2) \cdot M}{E \cdot L \cdot B_{reag}^2}$$

con:

- I_{θ} , coefficiente di influenza della fondazione, dipendente dal rapporto L/B (Tabella 16, Taylor, 1967);
- n, coefficiente di Poisson del terreno;
- M, momento flettente applicato al baricentro della fondazione;
- E, modulo di elasticità del terreno;
- L, lunghezza della fondazione (pari a 1.0 m per le fondazioni nastriformi);
- B_{reag} , parte della larghezza della fondazione in cui la pressione di contatto tra il calcestruzzo e il terreno sottostante risulta positiva (terreno compresso), posta pari al minimo tra B e $\frac{3}{2}(B-2e)$, con e = eccentricità dei carichi in direzione parallela a B.

Tabella 5-9: . Coefficiente di influenza I_{θ} per il calcolo della rotazione di una fondazione rigida (Taylor, 1967)

L/B	0.10	0.20	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00	10.00	100.00
I_{θ}	1.59	2.42	3.54	3.94	4.17	4.44	4.59	4.74	4.87	4.98	5.06

5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 17 sono riassunte le combinazioni di carico considerate per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio eseguite ed i valori dei coefficienti parziali sulle azioni g_{Ed} e dei coefficienti di combinazione ψ_{ij} utilizzati per ciascuna di esse.

Tabella 5-10: . Combinazioni di carico e relativi coefficienti ai sensi delle NTC 2018

COMBINAZIONE	PERMANENTI STRUTTURALI		PERMANENTI NON STRUTTURALI		ACCIDENTALI STRADALI			VENTO			SISMA		URTO	
	g_{s1}		g_{s2}		g_{a1}		y	g_{a2}		y	e_g	y	a_g	y
	FAV	SFAV	FAV	SFAV	FAV	SFAV		FAV	SFAV					
SLU - STR	1.0	1.3	0.0	1.5	0.0	1.5	1.0	0.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
SLU-GEO	1.0	1.0	0.0	1.3	0.0	1.3	1.0	0.0	1.3	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
SLU -EQ	0.9	1.1	0.0	1.5	0.0	1.5	1.0	0.0	1.5	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
SISMICA	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.2	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0
ECCEZIONALE	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.3	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0
SLE- rara	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	1.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
SLE- Frequente	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.5	0.0	1.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0
SLE- Quasi Permanente	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	1.0	0.3	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

6 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del sottovia che scavalca viale europa a nord dell'autostrada prevede muri di imbocco gettati in opera che oltre a sostenere il terreno limitano anche le rampe dello svincolo omonimo

Nelle figure seguenti vengono riportate la planimetria e i profili dei muri MS42 e MS43 oggetto di questo elaborato

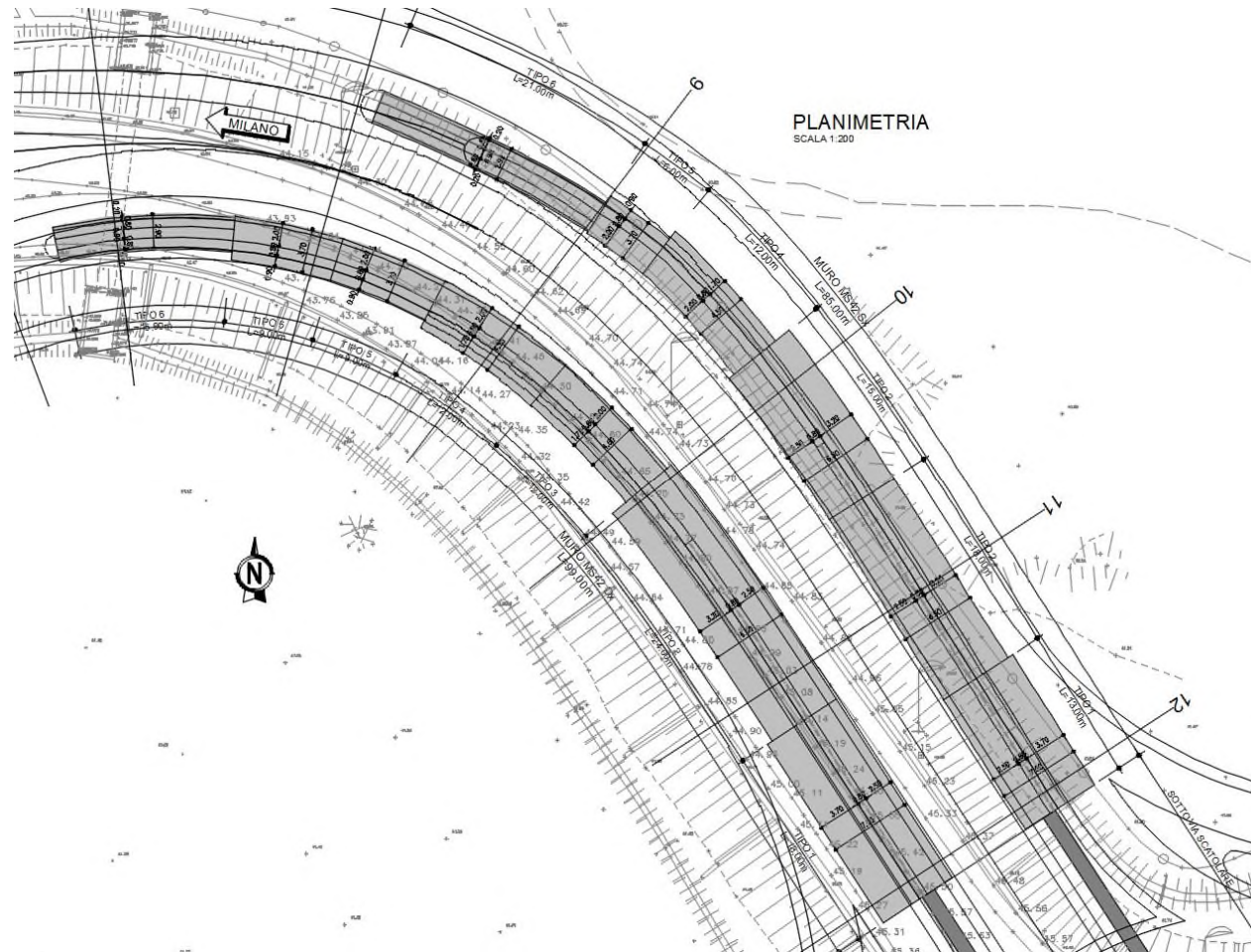


Figura 6-1: MS42 planimetria di progetto

PROSPETTO MS42 SX
 SCALA 1:200

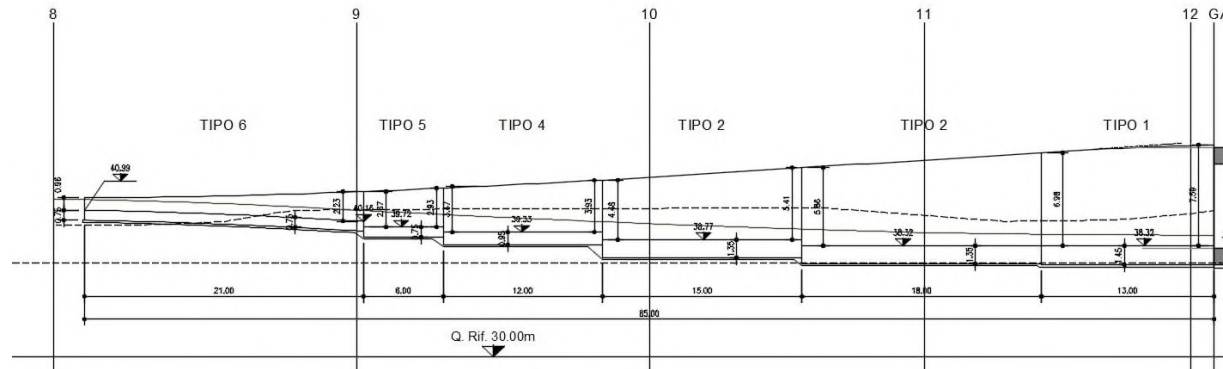


Figura 6-2: MS42- prospetto sinistro

PROSPETTO MS42 DX
 SCALA 1:200

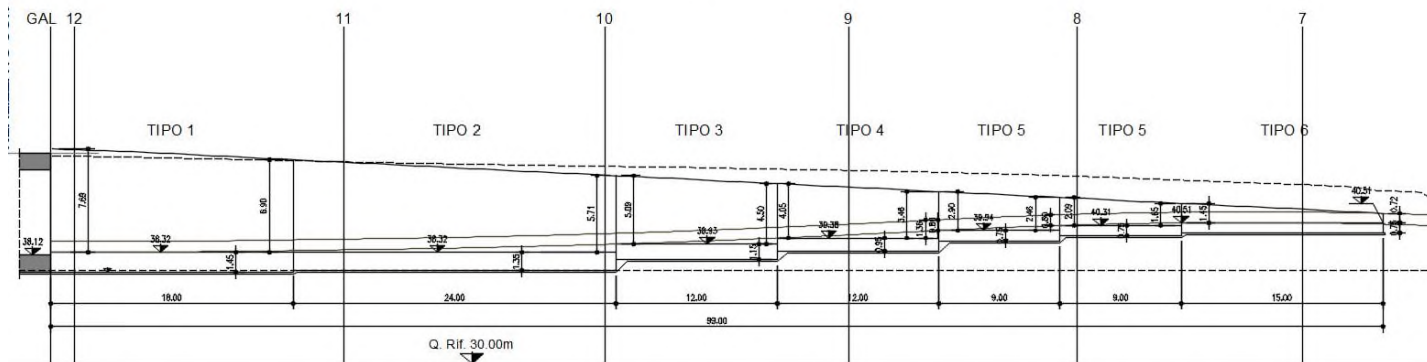


Figura 6-3: MS42- prospetto destro

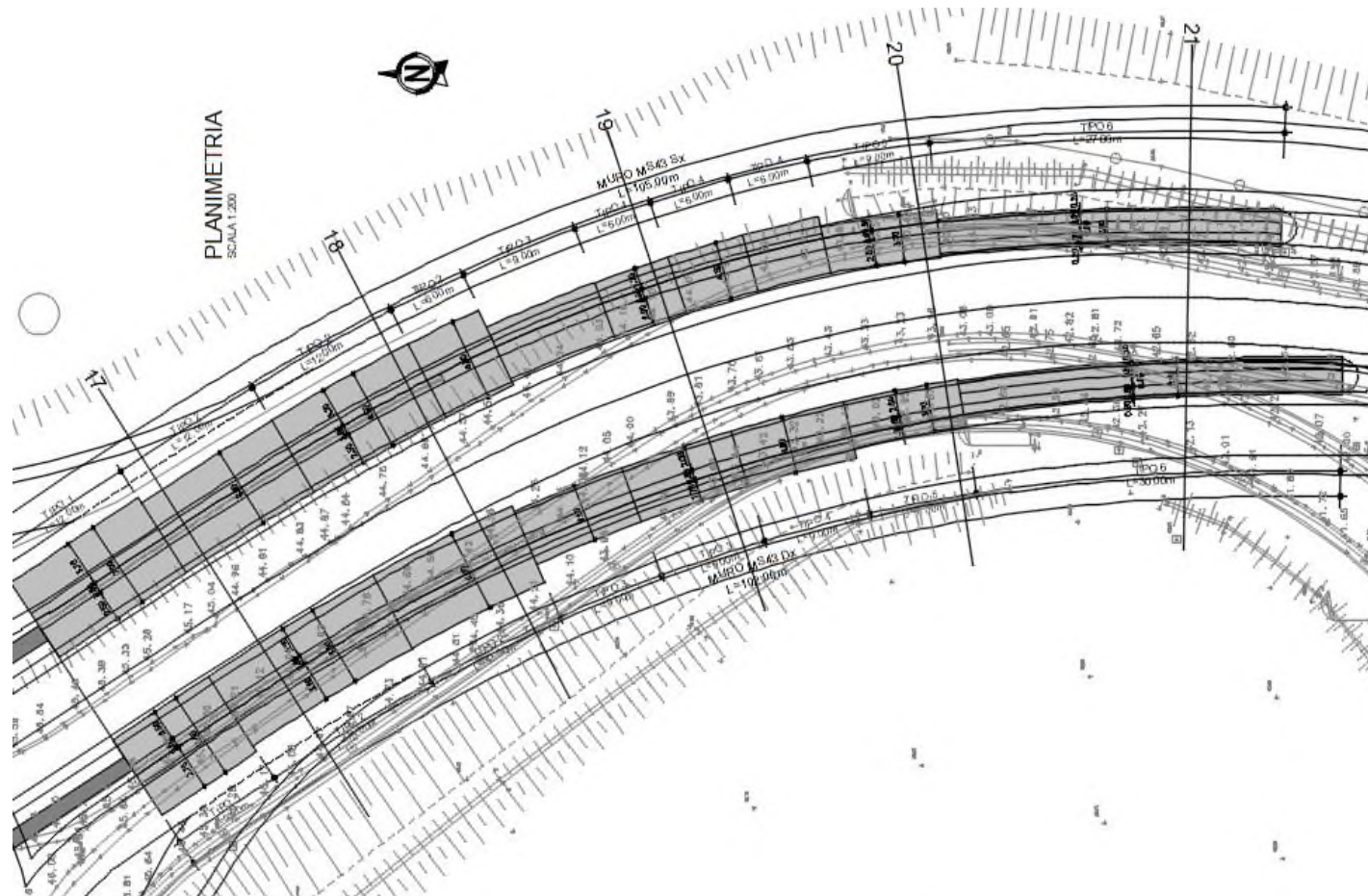


Figura 6-4: MS43 planimetria di progetto

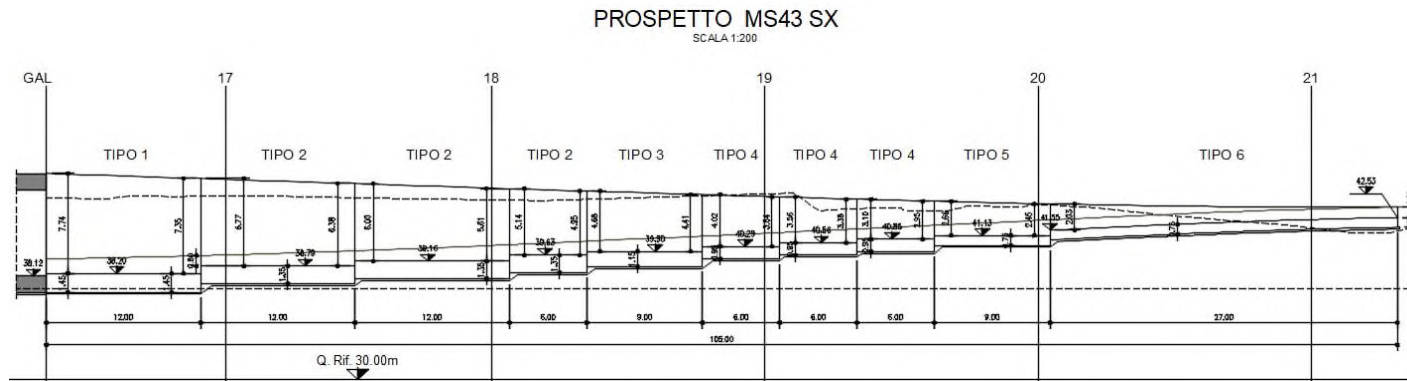


Figura 6-5: MS43- prospetto sinistro

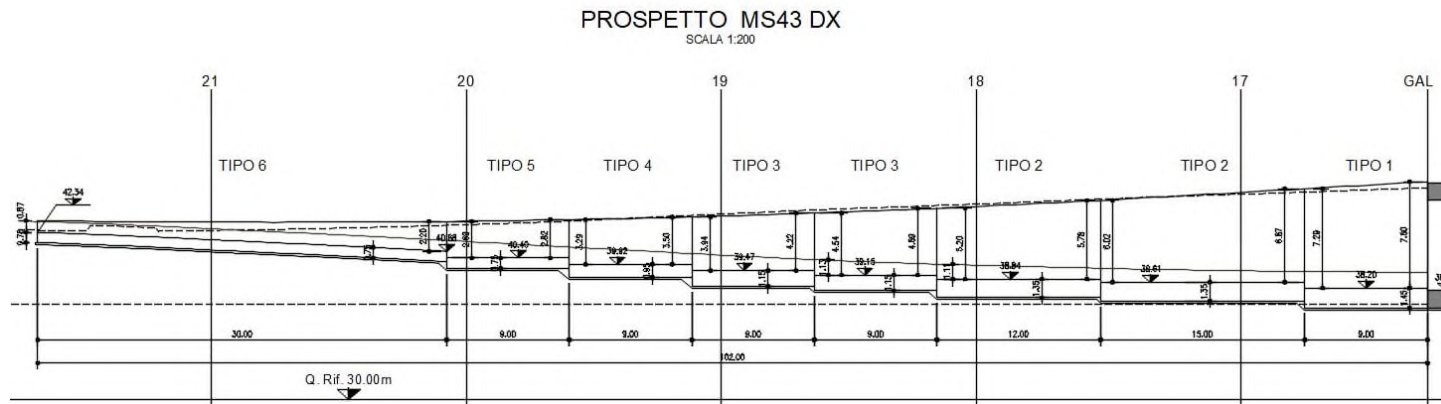


Figura 6-6: MS43- prospetto destro

7 AZIONI DI CALCOLO

7.1 AZIONI PERMANENTI

Si considera quale paramento ideale del muro il piano verticale passante per il filo interno della platea di fondazione e si considerano pertanto quali azioni permanenti strutturali il peso proprio del muro in c.a., il peso proprio del terreno gravante sulla mensola di monte e la spinta del terreno a tergo del muro.

7.1.1 Pesì propri

Per il calcolo del peso proprio del muro e del terreno gravante sulla mensola di monte si assumono i seguenti valori dei pesi unitari:

- Struttura in c.a. $g_{c.a.} = 25.0 \text{ kN/m}^3$;
- Terreno di riempimento $g = 19.0 \text{ kN/m}^3$.

7.1.2 Spinta delle terre in condizioni statiche

La spinta del terreno sul paramento del muro viene valutata ipotizzando il raggiungimento della condizione limite di equilibrio attivo; l'angolo di attrito tra paramento e terreno è considerato pari a $0.50f'$, con f' angolo di resistenza al taglio di progetto.

La spinta del terreno alla generica profondità z dalla testa del muro viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a = k_a \cdot \sigma'_v(z) - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

con:

- $\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace a quota z ;
- k_a = coefficiente di spinta attiva;
- c' = coesione efficace del terreno.

Il coefficiente di spinta attiva k_a è calcolato attraverso la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

con

- f' , angolo di resistenza al taglio del terreno;
- b , inclinazione rispetto all'orizzontale del piano campagna a monte del muro (positivo se la quota del terreno aumenta allontanandosi dal muro);
- ψ , inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle);
- d , angolo di attrito muro-terreno;

La spinta attiva ha una distribuzione triangolare lungo l'altezza H del muro, la risultante $P_A = 0.5 \cdot \gamma' \cdot k_a \cdot H$ è inclinata rispetto all'orizzontale dell'angolo; pertanto, le componenti orizzontale e verticale di P_A sono fornite rispettivamente dalle seguenti espressioni:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos d$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin d$$

Il punto di applicazione di P_A è ad $H/3$.

7.2 AZIONI VARIABILI

Si considerano, quali azioni variabili agenti sul muro di sostegno, il carico dovuto al traffico veicolare e l'azione del vento sulla barriera antirumore installata sul muro.

7.2.1 Sovraccarico dovuto al traffico stradale

Si tiene conto di un sovraccarico accidentale q , uniforme e indefinito, dovuto al traffico stradale, pari a 20 kPa. Esso dà luogo ad un incremento della spinta attiva dovuta al peso proprio del terreno pari a:

$$p_{a,q} = k_a \cdot q,$$

avente distribuzione rettangolare lungo l'altezza del muro. L'incremento di spinta risultante è pertanto $P_{A,q} = k_a \cdot q \cdot H$ ed è applicato ad $H/2$.

7.2.2 Azione del vento

Non è prevista l'installazione sui muri in progetto di barriere fonoassorbenti

7.3 AZIONI ECCEZIONALI

I muri andatori in progetto prevedono l'installazione in sommità di barriere di sicurezza (guard-rail).

Si è tenuto in conto le azioni eccezionali dovute ad eventuali urti di veicoli sulla barriera stessa con una forza di 100kN/m applicata a 1.1m dalla testa del muro

La diffusione di tale forza e momento associato è stata considerata a 45° per un cono di calcolo massimo di 12.0m.

7.4 AZIONE SISMICA

In condizioni sismiche, i carichi agenti sul muro sono:

- la spinta del terreno a tergo del muro, incrementata per effetto del sisma;
- le forze d'inerzia del muro e del terreno direttamente gravante sulla mensola di monte;
- un sovraccarico accidentale pari al 20% del sovraccarico accidentale considerato in condizioni statiche.

7.4.1 Spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche

In presenza di sisma, per la valutazione della spinta, si può fare riferimento alla formulazione pseudo-statica in forma chiusa di Mononobe-Okabe.

Anch'essa si rifà all'analisi dell'equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l'opera di sostegno, con superficie di scorrimento piana; in più, però, il metodo tiene conto della forza d'inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante dall'accelerazione sismica.

A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_R}{1+k_V} \right)$$

dove k_h e k_v sono i coefficienti sismici, rispettivamente orizzontale e verticale, già definiti al paragrafo 6.1.1.

L'espressione del coefficiente di spinta attiva si modifica, pertanto, come segue:

- per $\beta \leq j - q$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right) \right]^2}$$

- per $\beta > j - q$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

con il significato dei simboli già indicato nel paragrafo 7.2.1.2.

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, ai sensi delle NTC 2018, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di applicazione della spinta statica (H/3). La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche k_a il coefficiente $k_{a,s}$ sopra definito: $PA = 0.5 \cdot \gamma' \cdot k_{a,s} \cdot H$.

7.4.2 Forze d'inerzia

Le forze di inerzia, rispettivamente orizzontali e verticali, sono pari a:

$$F_{H,i} = k_h W_i$$

$$F_{V,i} = \pm k_v W_i$$

in cui:

- k_h e k_v sono i coefficienti di accelerazione sismica, rispettivamente orizzontale e verticale, di cui al precedente paragrafo;
- W_i è il peso associato alla massa dell'elemento i -mo considerato (muro in c.a.; terreno gravante sulla mensola di monte; eventuali strutture collegate al muro).

Le forze di inerzia, al pari delle forze peso, si intendono applicate nel baricentro dei singoli elementi (muro, terrapieno, ecc.).

7.4.3 Spinta dovuta al sovraccarico stradale in condizioni sismiche

In condizioni sismiche si tiene conto di un'aliquota del 20% del sovraccarico accidentale q , dovuto al traffico stradale in condizioni statiche:

$$q_s = 0,2 \cdot 20 = 4 \text{ kPa.}$$

Esso dà luogo ad un incremento della spinta attiva pari a:

$$p_{a,q_s} = k_{a,s} \cdot q_s,$$

avente distribuzione rettangolare lungo l'altezza del muro. L'incremento di spinta risultante è pertanto $P_{A,q_s} = k_{a,s} \cdot q_s \cdot H$ ed è applicato ad H/2.

7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche di tipo strutturale sono svolte considerando la combinazione A1+M1+R1, pertanto le azioni o gli effetti delle azioni sono amplificati, mentre le resistenze sono considerate con i loro valori caratteristici.

8 ANALISI E RISULTATI

Nei paragrafi seguenti, sono sintetizzati in forma tabellare i risultati dei calcoli eseguiti per le verifiche SLU-GEO dei muri in esame.

Le verifiche SLE-GEO eseguite attraverso i metodi illustrati nel 5.2.2, sempre con riferimento al muro di altezza massima con le seguenti azioni in fondazioni

<i>Descrizione opera:</i>				
Muro Sezione Tipo 1				
		<u>AZIONI PER SPOSTAMENTI</u>		
		Nd	Hd	Md
		(kNm)	(kNm)	(kNm/m)
SLE	Q. PERM.	986	232	502

hanno fornito i seguenti valori degli spostamenti:

- $s_v = 2.7$ cm;
- $s_{h, \text{fond}} = 2.92$ cm;
- $\tan \alpha = 0.00418$ → $s_{h, \text{testa}} = 3.22$ cm.

Si ritiene che tali spostamenti siano accettabili

8.1 SEZIONE TIPO 1

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 1

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	9.20	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	7.70	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	1.50	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	7.00	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	2.50	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	2.93	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	1.57	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.80	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.77	m
Spessore Terreno Valle	$h_{tv} =$	1.00	m
Larghezza Trasversale	$L_{trasv} =$	20.00	m
Peso Specifico Muro	$g_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	0.00	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	0.00	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	10.00	kN/m
Azione URTO	$T_{urto} =$	100.00	kN/m
	$M_{urto} =$	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	$df_{\phi} =$	0.50	-
Peso Specifico	$g =$	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$df_{\phi} =$	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	26	(°)
Peso Specifico	$g_{fond} =$	20	kN/m ³
coesione caratteristica	$c'_k =$	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	$g' =$	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$g_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	2.50	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (*)

	$ag/g =$	0.212	(-)
	$F_o =$	2.44	(-)
categoria suolo	$C =$		(-)
categoria topografica	$T1 =$		(-)
	$k_H =$	0.112	(-)
	$k_V =$	0.056	(-)
	$V_N =$	50	(anni)
classe d'uso	$IV =$		(-)
	$V_R =$	100	(anni)
stato limite considerato	$SLV =$		(-)
	$T_R =$	949	(anni)
	$S_T =$	1.00	(-)
	$S_S =$	1.39	(-)
	$b_m =$	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 1

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	1392.28	368.67	472.19	1.67
	1281.28	368.67	472.19	1.54
	1096.60	368.67	312.70	1.32
	985.60	368.67	312.70	1.19
A1+M1+R3 vento dominante	1364.53	348.59	526.92	1.74
	1281.28	348.59	526.92	1.63
	1068.85	348.59	367.43	1.36
	985.60	348.59	367.43	1.25
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	1073.70	410.47	-54.57	1.28
	956.89	386.46	-92.58	1.21

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M _{STAB} (kNm/m)	M _{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	3820.82	509.48	6.52
EQU-R3 vento dominante	3820.82	454.75	7.31
EQU-R3 sisma+	4483.08	831.51	5.39
EQU-R3 sisma-	4243.74	1039.01	4.08

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

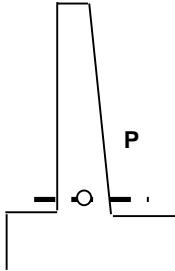
Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S _{Med} (kPa)	q _{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	1392.28	368.67	472.19	220.24	549.08	1.78
	985.60	302.14	312.70	154.84	488.82	2.26
A1+M1+R3 vento dominante	1364.53	348.59	526.92	219.11	564.10	1.84
	985.60	282.05	367.43	157.58	519.50	2.35
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	1073.70	410.47	-54.57	155.65	386.33	2.07
	956.89	386.46	-92.58	140.58	361.03	2.14

SINTESI DEI RISULTATI

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 1

AZIONI ALLA BASE DEL PARAMENTO NEL BARICENTRO DELLA SEZIONE A-A



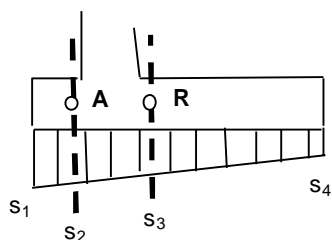
Combinazione		N _d (kN/m)	H _d (kN/m)	M _d (kNm/m)
A1+M1+R1	traffico dominante	309.55	394.31	1169.66
		309.55	295.81	790.42
		238.11	326.05	987.25
		238.11	227.54	227.54
A1+M1+R1	vento dominante	309.55	369.68	1074.85
		309.55	295.81	790.42
		238.11	301.42	892.44
		238.11	227.54	608.01
A1+M1+R1	sisma+	248.99	563.82	1899.09
	sisma-	227.24	563.82	1899.09
A1+M1+R1	urto	238.11	235.88	672.18
SLE - rara	traffico dominante	238.11	293.21	860.84
	vento dominante	238.11	276.80	797.63
SLE - frequente	traffico dominante	238.11	276.80	797.63
	vento dominante	238.11	227.54	608.01
SLE - q.permanente	traffico dominante	238.11	227.54	608.01
	vento dominante	238.11	227.54	608.01

SINTESI DEI RISULTATI

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 1

AZIONI MENSOLA DI VALLE NEL BARICENTRO DELLA SEZIONE B-B



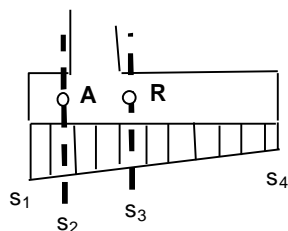
Combinazione	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
A1+M1+R1 traffico dominante	183.63	229.53
A1+M1+R1 vento dominante	183.63	229.53
A1+M1+R1 sisma+	141.25	176.56
A1+M1+R1 sisma-	141.25	0.00
A1+M1+R1 urto	141.25	0.00
SLE - rara traffico dominante	183.63	229.53
SLE - rara vento dominante	183.63	229.53
SLE - frequente traffico dominante	141.25	176.56
SLE - frequente vento dominante	141.25	176.56
SLE - q.permanente traffico dominante	141.25	176.56
SLE - q.permanente vento dominante	141.25	176.56

SINTESI DEI RISULTATI

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 1

AZIONI MENSOLA DI MONTE NEL BARICENTRO DELLA SEZIONE C-C



Combinazione		Hd (kN/m)	Md (kNm/m)
A1+M1+R1	traffico dominante	960.00	1425.06
		850.57	1233.20
		763.72	1140.48
		654.29	0.00
A1+M1+R1	vento dominante	932.65	1377.10
		850.57	1233.20
		736.36	1092.51
		654.29	948.62
A1+M1+R1	sisma+	695.98	1027.85
A1+M1+R1	sisma-	695.27	1027.85
A1+M1+R1	urto	654.29	948.62
SLE - rara	traffico dominante	727.24	1076.52
	vento dominante	709.00	1044.55
SLE - frequente	traffico dominante	709.00	1044.55
	vento dominante	654.29	948.62
SLE - q.permanente	traffico dominante	654.29	948.62
	vento dominante	654.29	948.62

8.2 SEZIONE TIPO 2

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 2

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	8.35	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	7.00	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	1.35	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	6.50	m
Larghezza Avanzatiera	$B_{valle} =$	2.50	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	2.50	m
Larg. Spiccatto Paramento	$B_{spic} =$	1.50	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.80	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.70	m
Spessore Terreno Valle	$h_{tv} =$	1.00	m
Larghezza Trasversale	$L_{trasv} =$	20.00	m
Peso Specifico Muro	$g_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	0.00	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	0.00	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	10.00	kN/m
Azione URTO	$T_{urto} =$	100.00	kN/m
	$M_{urto} =$	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	$df_{\phi} =$	0.50	-
Peso Specifico	$g =$	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$df_{\phi} =$	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	26	(°)
Peso Specifico	$g_{fond} =$	20	kN/m ³
coesione caratteristica	$c'_k =$	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	$g =$	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$g_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	2.35	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (*)

$ag/g =$	0.212	(-)
$F_o =$	2.44	(-)
categoria suolo	C	(-)
categoria topografica	T1	(-)
$k_H =$	0.112	(-)
$k_V =$	0.056	(-)
$V_N =$	50	(anni)
classe d'uso	IV	(-)
$V_R =$	100	(anni)
stato limite considerato	SLV	(-)
$T_R =$	949	(anni)
$S_T =$	1.00	(-)
$S_s =$	1.39	(-)
$b_m =$	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 2

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	1148.58	310.44	425.21	1.64
	1052.58	310.44	425.21	1.50
	905.68	310.44	286.13	1.29
	809.68	310.44	286.13	1.16
A1+M1+R3 vento dominante	1124.58	292.20	469.58	1.71
	1052.58	292.20	469.58	1.60
	881.68	292.20	330.50	1.34
	809.68	292.20	330.50	1.23
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	882.73	338.78	30.24	1.27
	786.76	319.00	-5.17	1.20

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB} (kNm/m)	M_{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	2956.81	386.81	6.65
EQU-R3 vento dominante	2956.81	342.44	7.51
EQU-R3 sisma+	3469.31	611.79	5.67
EQU-R3 sisma-	3283.72	773.53	4.25

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S_{Med} (kPa)	q_{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	1148.58	310.44	425.21	199.42	508.45	1.82
	809.68	255.63	286.13	139.76	448.50	2.29
A1+M1+R3 vento dominante	1124.58	292.20	469.58	198.52	524.06	1.89
	809.68	237.39	330.50	142.46	479.61	2.40
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	882.73	338.78	30.24	137.25	366.41	2.22
	786.76	319.00	-5.17	121.28	345.25	2.37

8.3 SEZIONE TIPO 3

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 3

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	6.15	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	5.00	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	1.15	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	4.50	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	2.00	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	1.20	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	1.30	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.80	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.50	m
Spessore Terreno Valle	$h_{tv} =$	1.00	m
Larghezza Trasversale	$L_{trasv} =$	20.00	m
Peso Specifico Muro	$g_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	0.00	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	0.00	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	10.00	kN/m
Azione URTO	$T_{urto} =$	100.00	kN/m
	$M_{urto} =$	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	$df_{\phi} =$	0.50	-
Peso Specifico	$g =$	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$df_{\phi} =$	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$f_{\phi} =$	26	(°)
Peso Specifico	$g_{fond} =$	20	kN/m ³
coesione caratteristica	$c'_k =$	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	$g =$	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$g_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	2.15	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (*)

	$ag/g =$	0.212	(-)
	$F_o =$	2.44	(-)
categoria suolo	$C =$		(-)
categoria topografica	$T1 =$		(-)
	$k_H =$	0.112	(-)
	$k_V =$	0.056	(-)
	$V_N =$	50	(anni)
classe d'uso	$IV =$		(-)
	$V_R =$	100	(anni)
stato limite considerato	$SLV =$		(-)
	$T_R =$	949	(anni)
	$S_T =$	1.00	(-)
	$S_S =$	1.39	(-)
	$b_m =$	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 3

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	581.89	182.56	113.19	1.41
	530.89	182.56	113.19	1.29
	459.38	182.56	63.90	1.12
	408.38	182.56	63.90	0.99
A1+M1+R3 vento dominante	569.14	169.13	138.29	1.49
	530.89	169.13	138.29	1.39
	446.63	169.13	89.00	1.17
	408.38	169.13	89.00	1.07
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	446.14	182.21	-4.00	1.19
	397.53	171.48	-16.25	1.13

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB} (kNm/m)	M_{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	1050.14	192.44	4.75
EQU-R3 vento dominante	1050.14	167.34	5.46
EQU-R3 sisma+	1232.15	247.65	4.98
EQU-R3 sisma-	1165.47	302.58	3.85

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S_{Med} (kPa)	q_{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	581.89	182.56	113.19	141.55	403.21	2.03
	408.38	152.82	63.90	97.53	344.72	2.52
A1+M1+R3 vento dominante	569.14	169.13	138.29	141.79	423.59	2.13
	408.38	139.39	89.00	100.48	379.78	2.70
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	446.14	182.21	-4.00	99.54	310.48	2.60
	397.53	171.48	-16.25	89.97	291.55	2.70

8.4 SEZIONE TIPO 4

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 4

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	H_{tot} =	4.95	m
Altezza Paramento	H_{par} =	4.00	m
Spessore Fondazione	H_{fond} =	0.95	m
Larghezza Fondazione	B_{tot} =	4.50	m
Larghezza Avanzattera	B_{valle} =	2.00	m
Larghezza Retrozattera	B_{monte} =	1.30	m
Larg. Spiccato Paramento	B_{spic} =	1.20	m
Larg testa Paramento	B_{testa} =	0.80	m
	b_v =	0.00	m
	b_m =	0.40	m
Spessore Terreno Valle	h_{tv} =	1.00	m
Larghezza Trasversale	L_{trav} =	20.00	m
Peso Specifico Muro	g_{muro} =	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	W_{barriera} =	0.00	kN/m
Azione del Vento	T_{vento} =	0.00	kN/m
Altezza Barriera	H_{barriera} =	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	W_{barriera} =	10.00	kN/m
Azione URTO	T_{urto} =	100.00	kN/m
	M_{urto} =	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	f_φ =	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	df_φ =	0.50	-
Peso Specifico	g =	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	df_φ =	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	f_φ =	26	(°)
Peso Specifico	g_{fond} =	20	kN/m ³
coesione caratteristica	c_k =	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	g =	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	g_{terr.val} =	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	Z_w =	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	D =	1.95	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (+)

	ag/g =	0.212	(-)
	F_o =	2.44	(-)
categoria suolo	C		(-)
categoria topografica	T1		(-)
	k_H =	0.112	(-)
	k_V =	0.056	(-)
	V_N =	50	(anni)
classe d'uso	IV		(-)
	V_R =	100	(anni)
stato limite considerato	SLV		(-)
	T_R =	949	(anni)
	S_T =	1.00	(-)
	S_S =	1.39	(-)
	b_m =	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 4

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	481.14	126.70	165.00	1.68
	430.14	126.70	165.00	1.51
	381.88	126.70	114.26	1.34
	330.88	126.70	114.26	1.16
A1+M1+R3 vento dominante	468.39	115.89	178.72	1.79
	430.14	115.89	178.72	1.65
	369.13	115.89	127.98	1.41
	330.88	115.89	127.98	1.27
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	361.45	126.59	70.21	1.39
	322.53	119.64	55.36	1.31

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB} (kNm/m)	M_{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	847.92	86.25	8.55
EQU-R3 vento dominante	847.92	72.53	10.17
EQU-R3 sisma+	994.88	126.72	7.85
EQU-R3 sisma-	940.78	175.04	5.37

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S_{Med} (kPa)	q_{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	481.14	126.70	165.00	126.15	441.97	2.50
	330.88	107.44	114.26	86.86	377.66	3.11
A1+M1+R3 vento dominante	468.39	115.89	178.72	125.34	462.84	2.64
	330.88	96.63	127.98	88.79	414.82	3.34
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	361.45	126.59	70.21	87.91	351.95	3.34
	322.53	119.64	55.36	77.59	335.65	3.60

8.5 SEZIONE TIPO 5

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 5

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	4.95	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	4.00	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	0.95	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	4.50	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	2.00	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	1.30	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	1.20	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.80	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.40	m
Spessore Terreno Valle	$h_{tv} =$	1.00	m
Larghezza Trasversale	$L_{trav} =$	20.00	m
Peso Specifico Muro	$g_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	0.00	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	0.00	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	10.00	kN/m
Azione URTO	$T_{urto} =$	100.00	kN/m
	$M_{urto} =$	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$f\phi =$	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	$df\phi =$	0.50	-
Peso Specifico	$g =$	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$df\phi =$	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$f\phi =$	26	(°)
Peso Specifico	$g_{fond} =$	20	kN/m ³
coesione caratteristica	$c_k =$	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	$g =$	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$g_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	1.95	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (+)

$ag/g =$	0.212	(-)
$F_o =$	2.44	(-)
categoria suolo	C	(-)
categoria topografica	T1	(-)
$k_H =$	0.112	(-)
$k_V =$	0.056	(-)
$V_N =$	50	(anni)
classe d'uso	IV	(-)
$V_R =$	100	(anni)
stato limite considerato	SLV	(-)
$T_R =$	949	(anni)
$S_T =$	1.00	(-)
$S_S =$	1.39	(-)
$b_m =$	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 5

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	481.14	126.70	165.00	1.68
	430.14	126.70	165.00	1.51
	381.88	126.70	114.26	1.34
	330.88	126.70	114.26	1.16
A1+M1+R3 vento dominante	468.39	115.89	178.72	1.79
	430.14	115.89	178.72	1.65
	369.13	115.89	127.98	1.41
	330.88	115.89	127.98	1.27
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	361.45	126.59	70.21	1.39
	322.53	119.64	55.36	1.31

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB} (kNm/m)	M_{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	847.92	86.25	8.55
EQU-R3 vento dominante	847.92	72.53	10.17
EQU-R3 sisma+	994.88	126.72	7.85
EQU-R3 sisma-	940.78	175.04	5.37

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S_{Med} (kPa)	q_{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	481.14	126.70	165.00	126.15	441.97	2.50
	330.88	107.44	114.26	86.86	377.66	3.11
A1+M1+R3 vento dominante	468.39	115.89	178.72	125.34	462.84	2.64
	330.88	96.63	127.98	88.79	414.82	3.34
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	361.45	126.59	70.21	87.91	351.95	3.34
	322.53	119.64	55.36	77.59	335.65	3.60

8.6 SEZIONE TIPO 6

SINTESI DEI RISULTATI

Allegato 1

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 6

GEOMETRIA MURO

Altezza Totale	$H_{tot} =$	1.55	m
Altezza Paramento	$H_{par} =$	0.80	m
Spessore Fondazione	$H_{fond} =$	0.75	m
Larghezza Fondazione	$B_{tot} =$	2.90	m
Larghezza Avanzattera	$B_{valle} =$	0.20	m
Larghezza Retrozattera	$B_{monte} =$	1.90	m
Larg. Spiccato Paramento	$B_{spic} =$	0.80	m
Larg testa Paramento	$B_{testa} =$	0.80	m
	$b_v =$	0.00	m
	$b_m =$	0.00	m
Spessore Terreno Valle	$h_{tv} =$	0.80	m
Larghezza Trasversale	$L_{trav} =$	20.00	m
Peso Specifico Muro	$g_{muro} =$	25.0	kN/m ³

CARICHI ESTERNI: BARRIERA ANTIRUMORE

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	0.00	kN/m
Azione del Vento	$T_{vento} =$	0.00	kN/m
Altezza Barriera	$H_{barriera} =$	0.00	m

CARICHI ESTERNI: URTO

Peso Barriera	$W_{barriera} =$	10.00	kN/m
Azione URTO	$T_{urto} =$	100.00	kN/m
	$M_{urto} =$	110.00	kNm/m

PARAMETRI TERRENO DI RILEVATO

angolo d'attrito caratteristico	$f\phi =$	30	°
attrito terreno-struttura STATICO	$df\phi =$	0.50	-
Peso Specifico	$g =$	18	kN/m ³
attrito terreno-struttura SISMICO	$df\phi =$	0.50	-

PARAMETRI TERRENO DI FONDAZIONE

angolo d'attrito caratteristico	$f\phi =$	26	(°)
Peso Specifico	$g_{fond} =$	20	kN/m ³
coesione caratteristica	$c_k =$	5	KPa
Peso Specifico Sommerso	$g =$	10	kN/m ³
Terreno Riporto a Valle	$g_{terr.val} =$	19.0	kN/m ³

CALCOLO CAPACITA' PORTATE

Profondità falda da PC	$Z_w =$	2.30	m
Affondamento intrad. plinto da PC	$D =$	1.55	m

PARAMETRI ANALISI SISMICA (+)

$ag/g =$	0.212	(-)
$F_o =$	2.44	(-)
categoria suolo	C	(-)
categoria topografica	T1	(-)
$k_H =$	0.112	(-)
$k_V =$	0.056	(-)
$V_N =$	50	(anni)
classe d'uso	IV	(-)
$V_R =$	100	(anni)
stato limite considerato	SLV	(-)
$T_R =$	949	(anni)
$S_T =$	1.00	(-)
$S_s =$	1.39	(-)
$b_m =$	0.38	(-)

NOTE SUL CALCOLO:

(+) Definizioni in accordo alle NTC2018

RISULTATI VERIFICHE SLU-GEO

Descrizione opera:

Muro Sezione Tipo 6

VERIFICHE SCORRIMENTO

Combinazione	Nd (kN/m)	Hd (kN/m)	Md (kNm/m)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	199.03	21.72	-7.83	4.06
	142.03	21.72	-7.83	2.90
	166.26	21.72	-6.02	3.39
	109.26	21.72	-6.02	2.23
A1+M1+R3 vento dominante	184.78	18.34	-7.83	4.47
	142.03	18.34	-7.83	3.43
	152.01	18.34	-6.02	3.68
	109.26	18.34	-6.02	2.64
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	123.49	22.25	-17.11	2.71
	111.07	21.57	-16.16	2.51

VERIFICHE RIBALTAMENTO

Combinazione	M_{STAB} (kNm/m)	M_{RIB} (kNm/m)	Rd/Ed (-)
EQU-R3 traffico dominante	135.68	-1.83	-64.44
EQU-R3 vento dominante	135.68	-1.82	-64.69
EQU-R3 sisma+	159.20	8.27	19.24
EQU-R3 sisma-	150.42	16.56	9.09

VERIFICHE CAPACITA' PORTANTE

Combinazione	Nd (kN)	Hd (kN)	Md (kNm)	S_{Med} (kPa)	q_{lim} (kPa)	Rd/Ed (-)
A1+M1+R3 traffico dominante	199.03	21.72	-7.83	70.54	593.39	6.01
	109.26	19.83	-6.02	39.16	510.66	9.31
A1+M1+R3 vento dominante	184.78	18.34	-7.83	65.64	610.39	6.64
	109.26	16.45	-6.02	39.16	550.84	10.05
A1+M1+R3 sisma+ sisma-	123.49	22.25	-17.11	47.08	501.19	8.87
	111.07	21.57	-16.16	42.57	487.82	9.55

8.7 RISULTATI VERIFICHE STRUTTURALI

8.7.1 Sezione Tipo 1- sezione A-A

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ1-elev

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento: N.T.C.
Tipologia sezione: Sezione predefinita
Forma della sezione: Rettangolare
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali: Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit : Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
Resis. compr. di calcolo fcd : 141,60 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd' : 70,80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0,0020
Def.unit. ultima ecu : 0,0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0,20
Resis. media a trazione fctm : 26,00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15,0

Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 150,00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista

Combinazioni Frequenti in Esercizio
Sc Limite : 150,00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0,400 mm

Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
Sc Limite : 112,50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0,300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500,0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk : 4500,0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913,0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd : 3913,0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu : 0,068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1,00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0,50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite : 3600,0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100,0 cm
Altezza: 150,0 cm
Barre inferiori : 10Ø26 (53,1 cm²)
Barre superiori : 5Ø26 (26,5 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 7,5 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 7,5 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	30000	117000	39500	0
2	23800	98800	32600	0
3	22700	190000	56400	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	23800	86100

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	23800	79800

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	23800	60800

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6,2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6,8 cm
Copriferro netto minimo staffe: 5,0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 53,1 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 26,5 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	30000	117000	30003	303622	2,583	136,5		
2	S	23800	98800	23777	299556	3,018	136,8		
3	S	22700	190000	22694	298845	1,571	136,9		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,01314	150,0	0,00156	142,5	-0,03339	7,5
2	0,00350	-0,01354	150,0	0,00151	142,5	-0,03428	7,5
3	0,00350	-0,01362	150,0	0,00150	142,5	-0,03445	7,5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm

Passo staffe: 20,0 cm [Passo massimo di normativa = 25,0 cm]
 N.Bracci staffe: 4
 Area staffe/m : 22,6 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2,3 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	39500	44466	317530	283785	100,0	21,80	1,014	3,1
2	S	32600	43583	316616	283785	100,0	21,80	1,011	2,6
3	S	56400	43426	316454	283785	100,0	21,80	1,011	4,5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm²)
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)
 Sf min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm²)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
 Dw Eff. Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
 Ac eff. Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
 Af eff. Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
 D barre Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	21,2	150,0	-17,5	150,0	-233	142,5	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 ScImax Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 ScI_min Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm²)
 Sc Eff Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm²)
 K3 Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)
 Beta12 Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2
 Eps Deformazione unitaria media tra le fessure
 Srm Distanza media in mm tra le fessure
 Ap.fess. Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	19,8	150,0	-16,1	150,0	-214	142,5	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	15,5	150,0	-11,9	150,0	-158	142,5	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

8.7.2 Sezione Tipo 1- sezione C-C

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: SEZ1-fond

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento: N.T.C.
Tipologia sezione: Sezione predefinita
Forma della sezione: Rettangolare
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali: Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità: Zona non sismica
Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
Resis. compr. di calcolo fcd : 141,60 daN/cm²
Resis. compr. ridotta fcd' : 70,80 daN/cm²
Def.unit. max resistenza ec2 : 0,0020
Def.unit. ultima ecu : 0,0035
Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
Coeff. di Poisson : 0,20
Resis. media a trazione fctm : 26,00 daN/cm²
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15,0
Combinazioni Rare in Esercizio
Sc Limite : 150,00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : Non prevista
Combinazioni Frequenti in Esercizio
Sc Limite : 150,00 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0,400 mm
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
Sc Limite : 112,50 daN/cm²
Apert.Fess.Limite : 0,300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
Resist. caratt. snervam. fyk : 4500,0 daN/cm²
Resist. caratt. rottura ftk : 4500,0 daN/cm²
Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913,0 daN/cm²
Resist. ultima di calcolo ftd : 3913,0 daN/cm²
Deform. ultima di calcolo Epu : 0,068
Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito
Coeff. Aderenza ist. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 1,00 daN/cm²
Coeff. Aderenza diff. $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0,50 daN/cm²
Comb.Rare Sf Limite : 3600,0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100,0 cm
Altezza: 150,0 cm
Barre inferiori : 10Ø24 (45,2 cm²)
Barre superiori : 5Ø24 (22,6 cm²)
Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6,0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6,0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	142500	96000	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
-----	-----	-----

1 0 107700

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	104500

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	95000

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4,8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7,4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3,6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 45,2 cm²
Area efficace barre sup. (per presenza di torsione)= 22,6 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	142500	0	246406	1,729	140,0	0,07	0,70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,01911	150,0	0,00139	144,0	-0,04714	6,0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 20,0 cm [Passo massimo di normativa = 30,2 cm]
N.Bracci staffe: 4
Area staffe/m : 22,6 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 15,0 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)

Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe								
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato								
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe								
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro								
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato								
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione								
Afst	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]								

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	96000	40528	316404	286772	100,0	21,80	1,000	7,6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm ²]										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,0)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm ²]										
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)										
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
Af eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
D barre	Distanza media in cm tra le barre tese efficaci (verifica fess.)										

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	25,0	150,0	-24,0	150,0	-331	144,0	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
ScImax	Massima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
ScI_min	Minima tensione nel conglomerato nello STATO I non fessurato [daN/cm ²]									
Sc Eff	Tensione al limite dello spessore efficace nello STATO I [daN/cm ²]									
K3	Coeff. di normativa = 0,25 (Scmin + ScEff)/(2 Scmin)									
Beta12	Prodotto dei Coeff. di aderenza Beta1*Beta2									
Eps	Deformazione unitaria media tra le fessure									
Srm	Distanza media in mm tra le fessure									
Ap.fess.	Apertura delle fessure in mm = 1,7*Eps*Srm									

N.Comb.	Ver	ScImax	ScImin	Sc Eff	K3	Beta12	Eps	Srm	Ap.Fess.
1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	24,3	150,0	-23,3	150,0	-321	144,0	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Yf min	Dw Eff.	Ac eff.	Af eff.	Dbarre
1	S	22,1	150,0	-21,2	150,0	-292	144,0	0,0	0	0,0	0,0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE

1	S	0,0	0,0	0,0		0,0	0,000000	0	0,000
---	---	-----	-----	-----	--	-----	----------	---	-------

9 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2).

L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo GEOSTUDIO 2012 vers. 8.0.4 (GEO-SLOPE international .ltd.). Il calcolo viene condotto utilizzando i metodi dell'equilibrio limite con particolare riferimento a quelli di Bishop semplificato e Morgenstern-Price, considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinatismi di rottura attesi. Vengono quindi analizzate tutte le possibili superfici di scivolamento passanti esternamente rispetto all'opera di sostegno (stabilità globale).

La metodologia di calcolo adottata dal programma consiste nell'analizzare molteplici superfici di scivolamento ben definite, fornendone il fattore di sicurezza. La resistenza al taglio agente lungo la superficie di scivolamento necessaria all'equilibrio è calcolata attraverso l'equazione della statica. Il coefficiente di sicurezza è inteso come il fattore per il quale possono essere divisi i parametri di resistenza meccanica del materiale per portare il pendio alle condizioni di equilibrio limite, implicitamente assunto costante lungo tutta la superficie di scivolamento. Nello specifico, nel metodo di Bishop si divide la massa di terreno interessata dal cinematismo in più conci assumendo che le azioni agenti all'interfaccia dei conci stessi abbiano risultante orizzontale, trascurando gli sforzi di taglio all'interfaccia tra i vari volumetti.

Trascurando le superfici più corticali si ha: $FS=1.62 > 1.10$

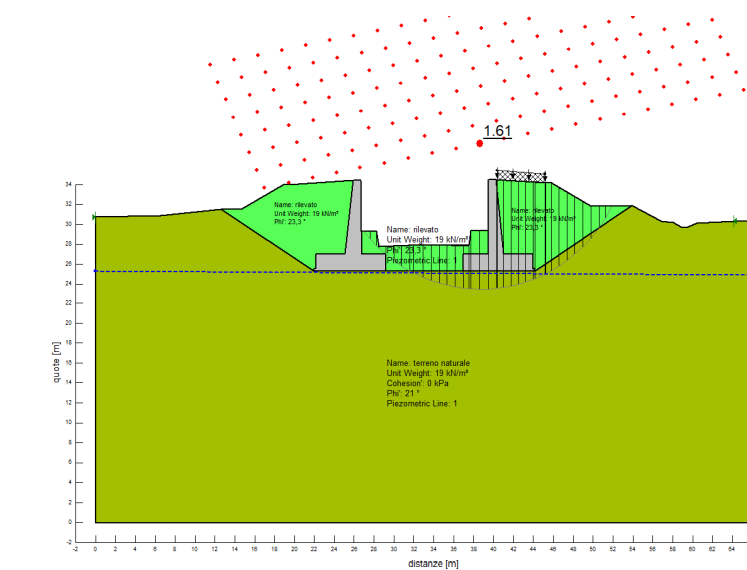


Figura 7 – Analisi di stabilità globale