

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	4
3	NORMATIVA	11
4	UNITA' DI MISURA.....	12
5	MATERIALI.....	13
5.1	CALCESTRUZZI.....	13
5.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione.....	13
5.1.2	Calcestruzzo per opere contro terra	13
5.2	ACCIAI	14
5.2.1	Acciaio per armatura lenta per opere di fondazione e sottostrutture	14
6	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E PARAMETRI GEOTECNICI	15
7	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	21
7.1	IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI	22
7.2	PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE.....	23
7.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	26
7.4	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE	26
7.5	FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA	27
7.6	FATTORE DI COMPORTAMENTO	27
7.7	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	28
7.8	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	31
8	ANALISI DEI CARICHI	32
8.1	PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO	32
8.2	PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO	32
8.3	CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO	32
8.4	SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	32
8.5	SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO.....	33
8.6	AZIONE SISMICA.....	33
8.6.1	Spinta dinamica dei terreni	33
8.6.2	Azione inerziale delle masse.....	33
9	COMBINAZIONI DI CARICO.....	34
9.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti.....	34
9.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	34
9.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche	34
9.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	35
9.5	Combinazione di carico sismiche.....	35
10	MURO OS3 – $H_{MAX} = 6,70$ M – SEZIONE TIPO 1	36
10.1	Condizioni ordinarie.....	36

10.1.1	Dati di input.....	36
10.1.2	Verifiche allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	39
10.1.3	Verifiche allo Stato Limite di fessurazione	43
10.1.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo - STR.....	46
10.1.5	Verifiche geotecniche	50
11	MURO OS3 - $H_{MAX} = 3,50$ M - SEZIONE TIPO 2	59
11.1	Condizioni ordinarie.....	59
11.1.1	Dati di input.....	59
11.1.2	Verifiche allo Stato Limite di limitazione delle tensioni.....	62
11.1.3	Verifiche allo Stato Limite di fessurazione	66
11.1.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo - STR.....	69
11.1.5	Verifiche geotecniche	73

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera di sostegno **OS3** in cemento armato nell'ambito del Progetto Definitivo "S.S.78 "Sarnano - Amandola" - lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in T.S. e potenziamento delle intersezioni - 1° stralcio".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Si riporta di seguito la planimetria di progetto dell'intera opera in esame relativamente al 1° Tratto.

Figura – Planimetria di progetto – 1°Tratto

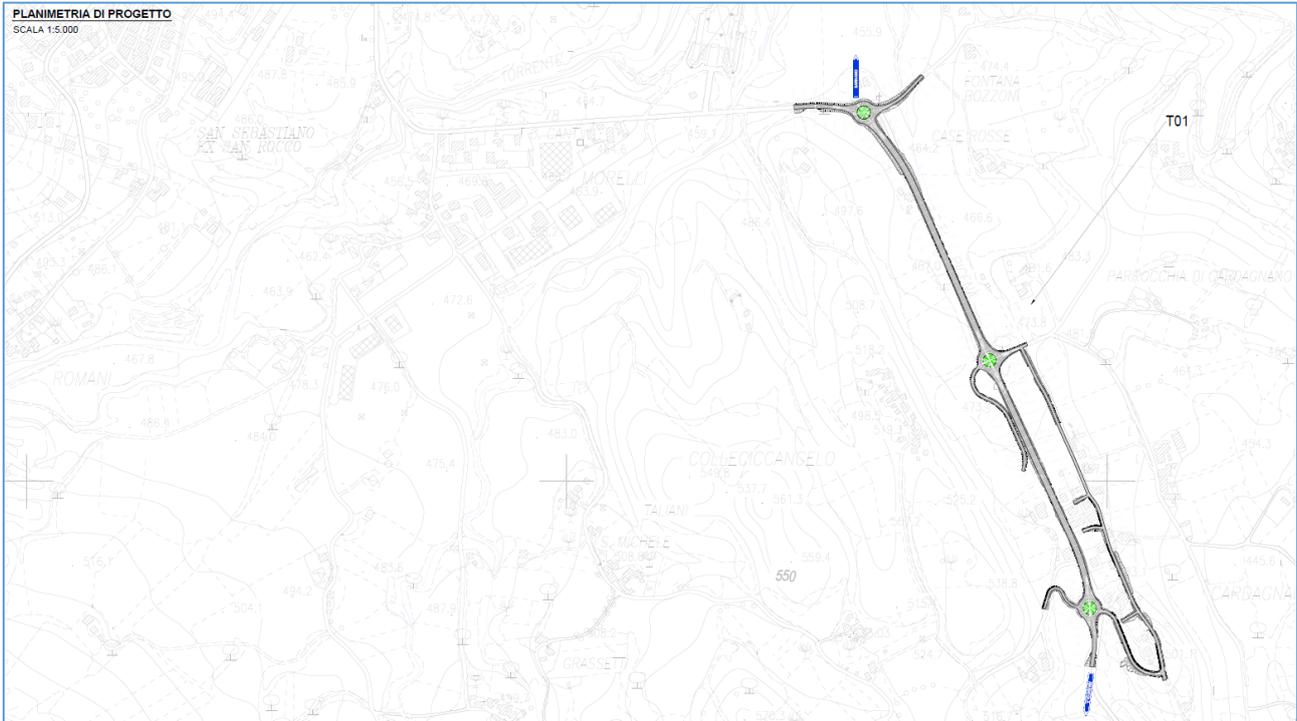


Figura – Planimetria di progetto su ortofoto – 1° Tratto



Figura – Pianta muro OS3 – Dettaglio conci 4-5

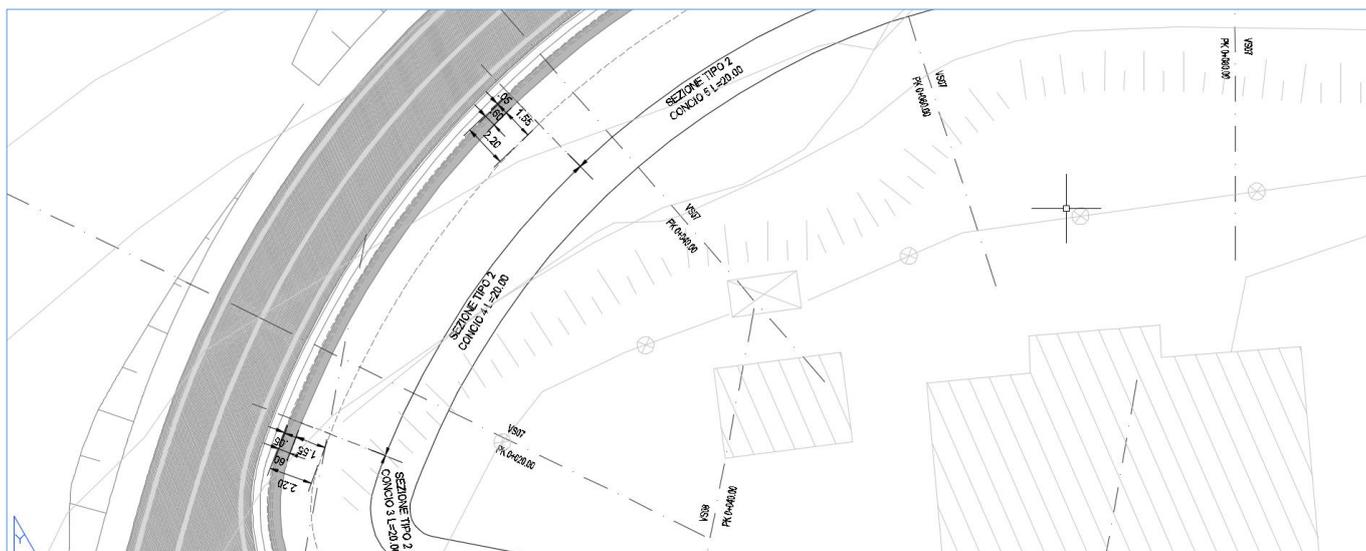


Figura – Pianta muro OS3 – Dettaglio conci 6-7-8

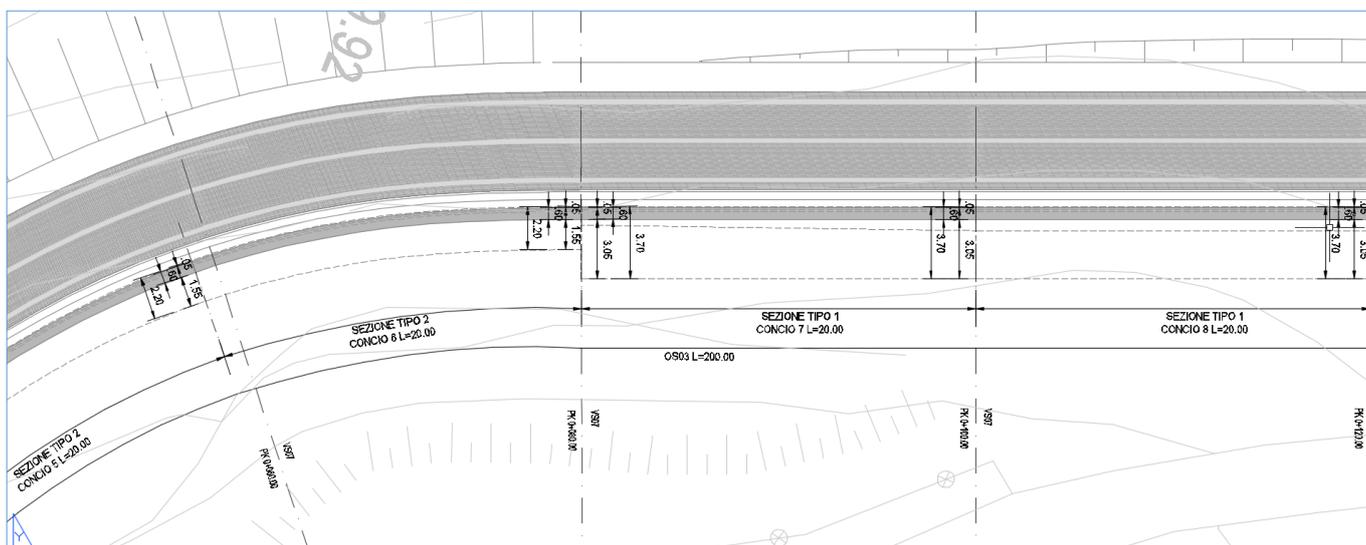


Figura – Pianta muro OS3 – Dettaglio conci 9-10

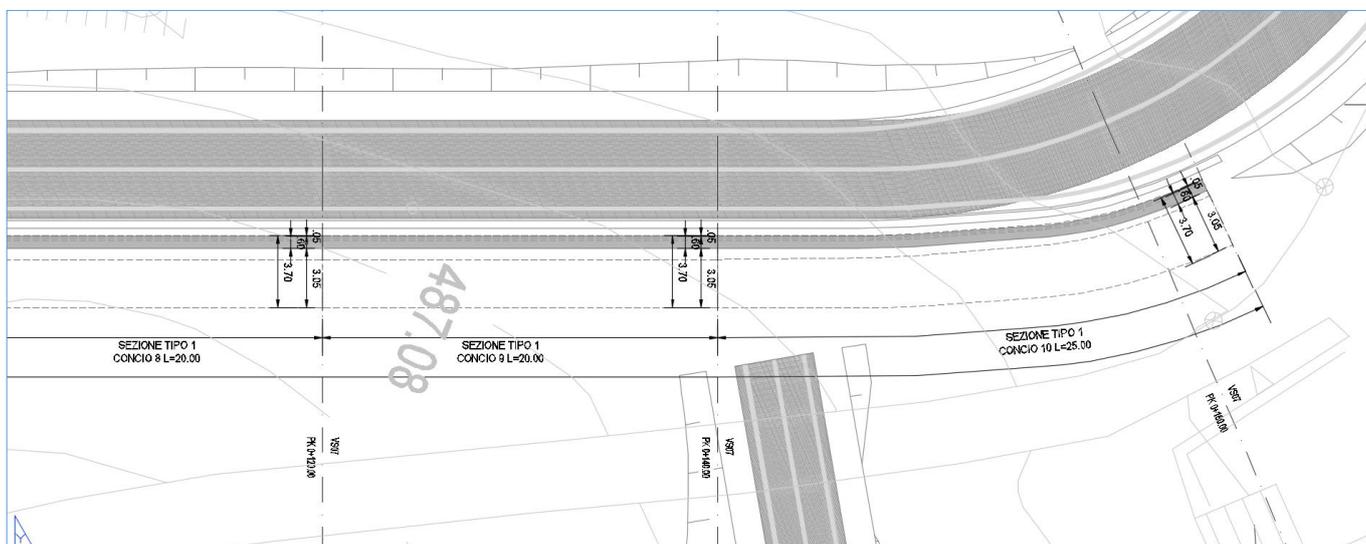


Figura – Profilo muro OS3

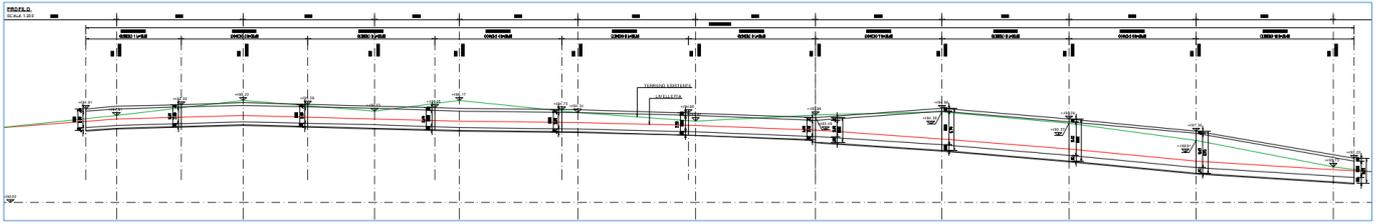


Figura – Profilo muro OS3 - Dettaglio conci 1-2-3

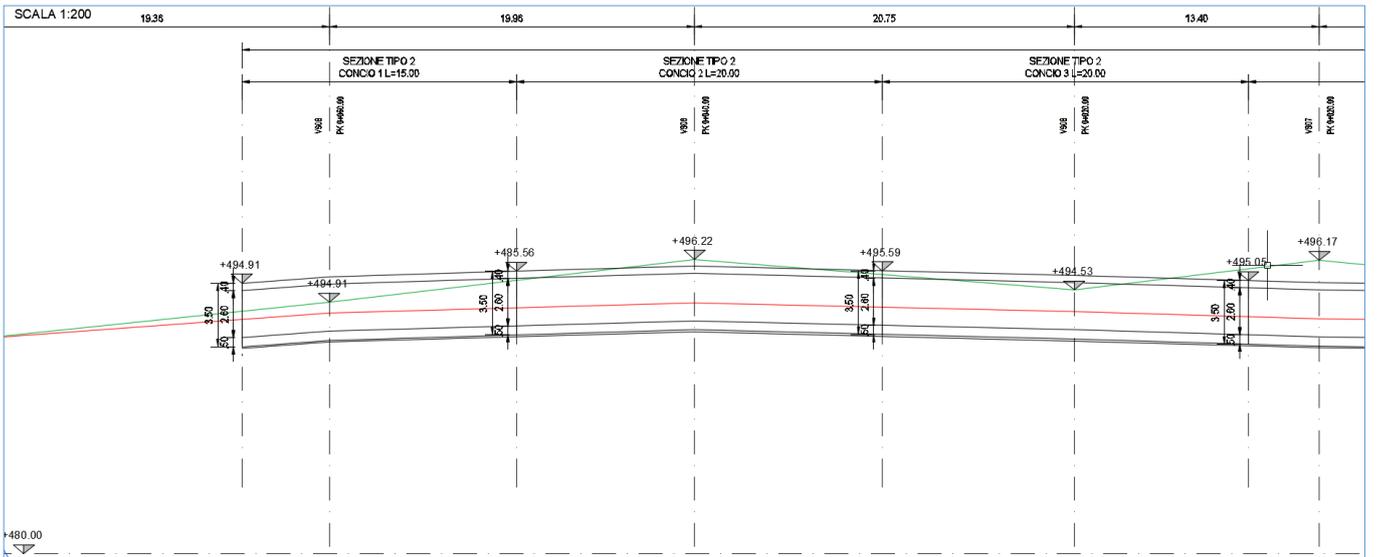


Figura – Profilo muro OS3 - Dettaglio conci 4-5-6

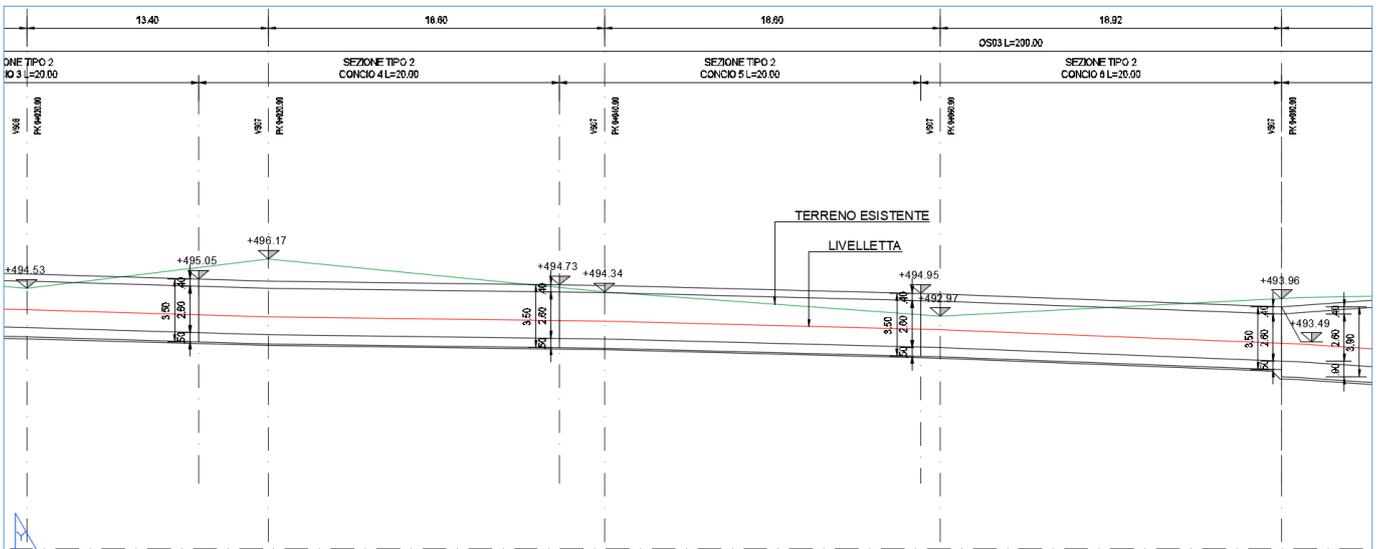


Figura – Profilo muro OS3 – Dettaglio conci 7-8

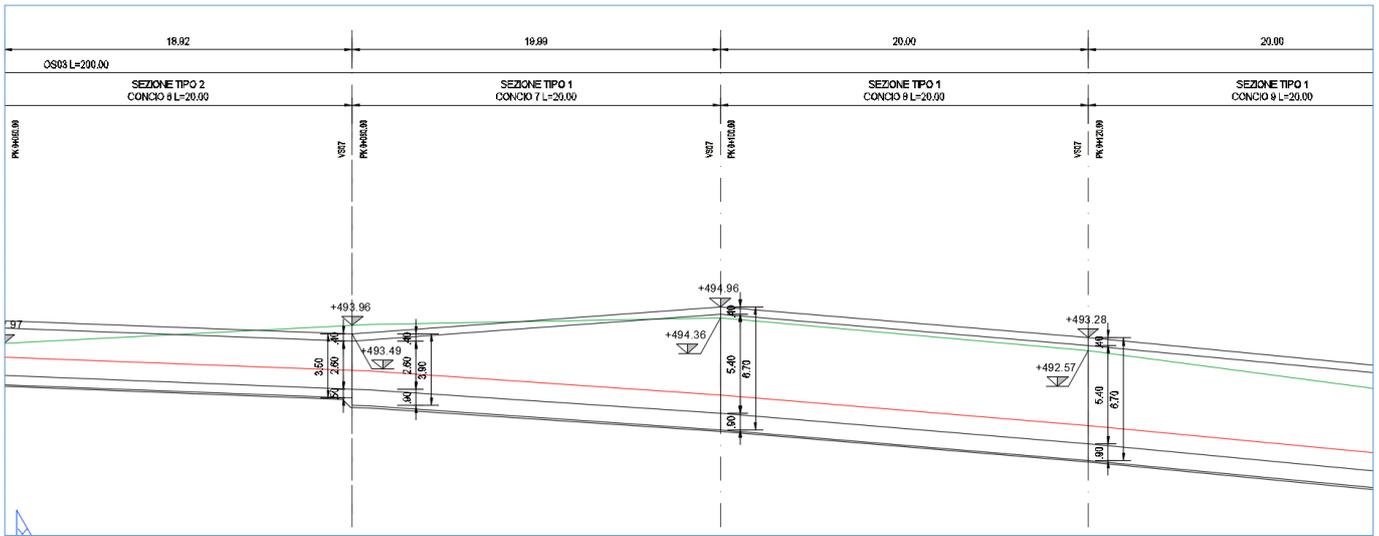
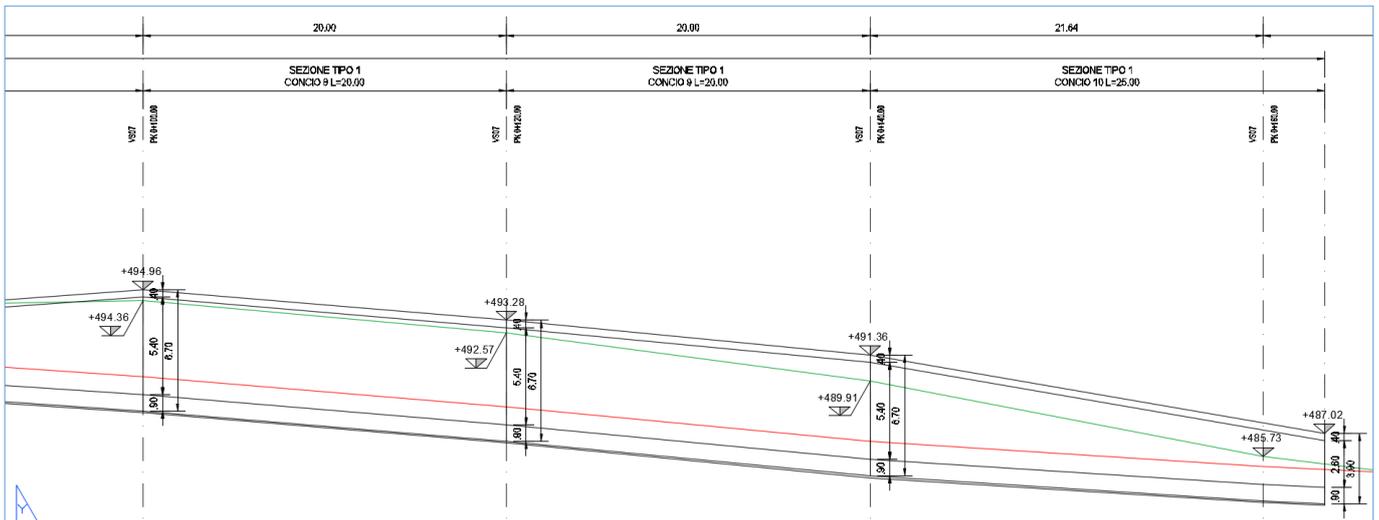
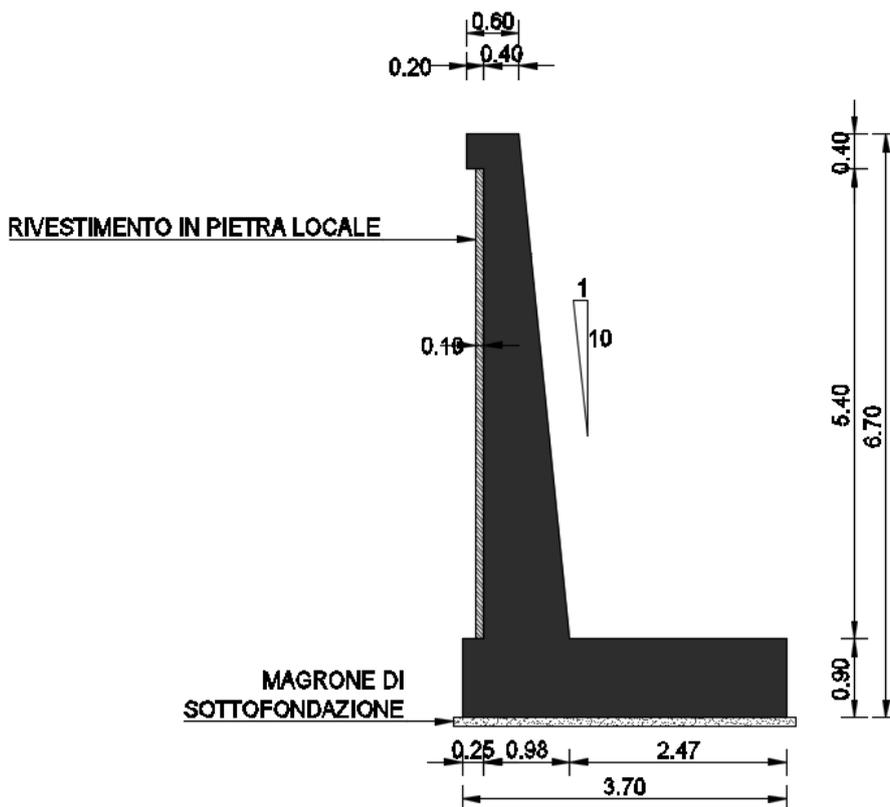
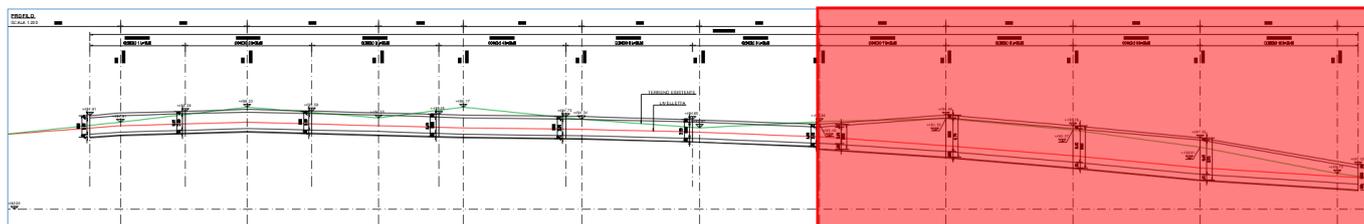


Figura – Profilo muro OS3 – Dettaglio conci 9-10



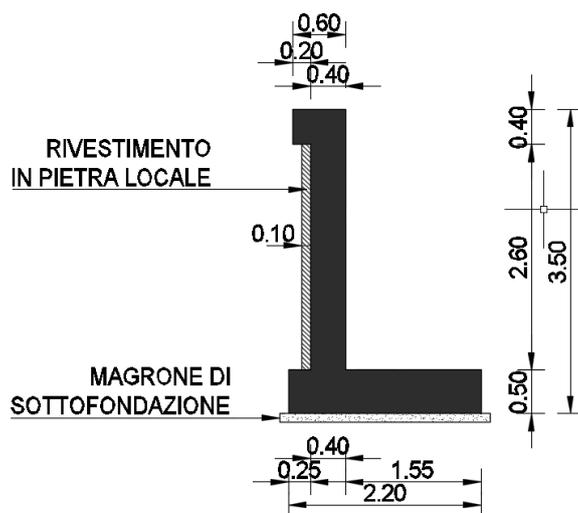
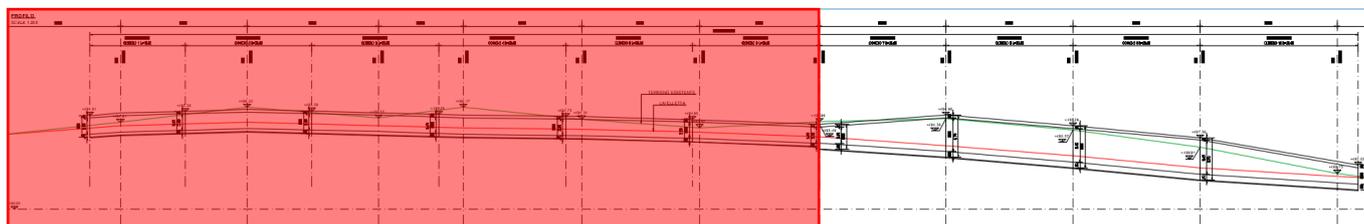
Si riporta di seguito il dettaglio della sezione trasversale di Tipo 1 del muro a mensola OS3, realizzato in cemento armato gettato in opera e rivestito in pietra locale, relativamente ai conci 7-8-9-10 evidenziati:

Figura – Muro OS3 – Profilo e sezione trasversale Tipo 1



Si riporta di seguito il dettaglio della sezione trasversale di Tipo 2 del muro a mensola OS3, realizzato in cemento armato gettato in opera e rivestito in pietra locale, relativamente ai conci 1-2-3-4-5-6 evidenziati:

Figura – Muro OS3 – Profilo e sezione trasversale Tipo 2



3 **NORMATIVA**

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- Decreto Ministeriale 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare Min. 21/01/2019, n°7 C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018"
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2) → Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1) → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2) → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2) → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 206-1:2006 → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- UNI 11104 → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1
- CNR-DT 207/2008 → "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

4 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m^2 , kN/m , kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

5 MATERIALI

5.1 CALCESTRUZZI

5.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione si prevede un calcestruzzo con classe di resistenza C12/15 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C12/15	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R _{ck}	15,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	12,45	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f _{cm}	20,45	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	7,06	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f _{ctm}	1,61	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	1,13	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	0,75	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E _c	22.076,01	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E _{cm}	25.978,94	[N/mm ²]

5.1.2 CALCESTRUZZO PER OPERE CONTRO TERRA

Per le opere contro terra si prevede un calcestruzzo con classe di resistenza C35/45 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R _{ck}	45,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	37,35	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f _{cm}	45,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	21,17	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f _{ctm}	3,35	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	2,35	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1,56	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E _c	38.236,76	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E _{cm}	33.877,87	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: XC4/XA3
- Classe di consistenza: S4
- Rapporto minimo acqua / cemento: 0,45
- Contenuto minimo di cemento: 400 kg/mc
- Diametro massimo degli inerti: 20 mm
- Copriferro netto minimo: 55 mm

5.2 ACCIAI

5.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA PER OPERE DI FONDAZIONE E SOTTOSTRUTTURE

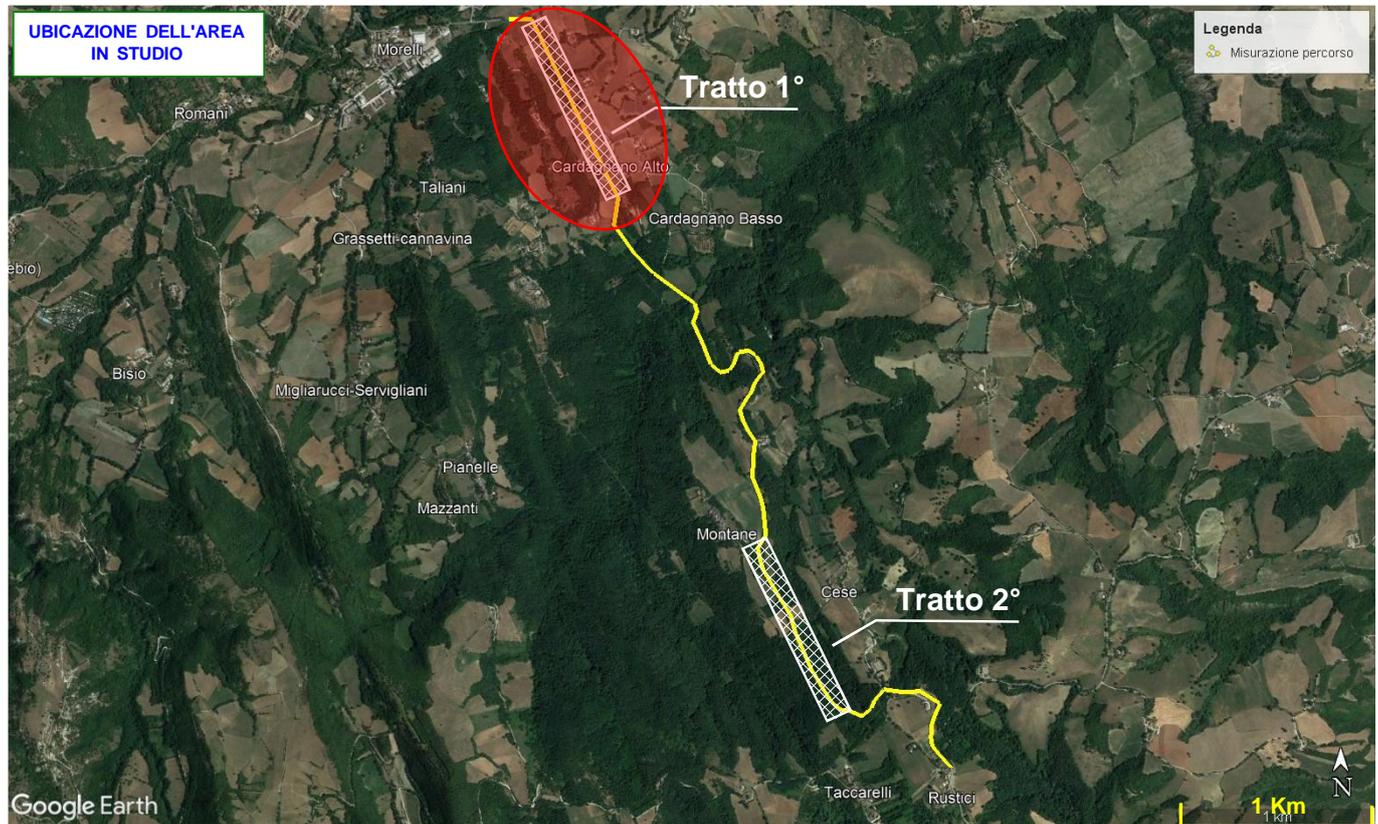
Per le armature lente delle opere di fondazione e delle elevazioni delle sottostrutture esistenti è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (tensione caratteristica di rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (resistenza di calcolo - $\gamma_s=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

6 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E PARAMETRI GEOTECNICI

Nella Figura seguente è riportata l'ubicazione dei due tratti della strada in progetto, tratta da Google Earth; la presente relazione e la caratterizzazione geologica richiamata di seguito si riferisce al Tratto 1° evidenziato.

Figura – Ubicazione dell'area in studio – TRATTO 1°



La formazione geologica della LAGA, come descritto nella Relazione Geologica, si presenta nell'area in esame con due facies distinte soprattutto in relazione all'età di deposizione, cioè antecedente e successiva al ciclo evaporitico, denominate quindi pre-evaporitica e post-evaporitica:

- LAG1: successione pre-evaporitica
- LAG2: successione post-evaporitica

In ciascuna di esse poi vengono operate ancora suddivisioni in relazione alla facies litologica predominante come LAG1d per la facies predominante pelitica e LAG1c per quella predominante arenacea.

Tutte le formazioni geologiche presenti nell'area in studio, comprese le coperture quaternarie, sono state identificate con le seguenti sigle, adottate dal CARG:

- MUSa1 – Frane in evoluzione catalogate dall'IFFI
- MUSb2 – Depositi eluvio-colluviali
- MTIbn – Depositi alluvionali terrazzati
- LAG1c – Formazione della Laga membro arenaceo pre-evaporitico
- LAG2c – Formazione della Laga membro arenaceo post-evaporitico

L'individuazione delle unità litotecniche, con differente comportamento meccanico, viene effettuata sulla scorta dei risultati di tutte le prove ed analisi geotecniche in situ ed in laboratorio adottando una nomenclatura semplificata, la cui corrispondenza con quella geologica è sintetizzata nella Tabella seguente.

Tabella – Corrispondenza tra unità geologiche e litotecniche

UNITÀA' GEOLOGICA	MUSa1	MUSb2	MTIbn	LAG1c			LAG2c		
LITOLOGIA	Frana	Depositi eluvio-colluviali	Terrazzi alluvionali	Fascia alterata sabbiosa	Fascia alterata alternanza	Formazione integra	Fascia alterata sabbiosa	Fascia alterata alternanza	Formazione integra
UNITA' LITOTECNICA	Fr	Dt	At	A1	A2	A3	B1	B2	B3

Figura – Inquadramento geologico



Depositi Continentali Quaternari

Sistema del Musone (Olocene)

- MUSa1  Frane in evoluzione
- MUSb2  Depositi eluvio-colluviali

Sistema di Matelica (Pleistocene Superiore)

- MTIbn  Depositi alluvionali terrazzati: ghiaia, sabbia e limo

Successione Umbro-Marchigiano-Romagnola (Successione Miocenica)

- LAG2c  Formazione della Laga
Membro post-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)
- LAG1d  Formazione della Laga
Membro pre-evaporitico - Litofacies arenaceo-pelittica (Messiniano)
- LAG1c  Formazione della Laga
Membro pre-evaporitico - Litofacies arenacea (Messiniano)

Vengono qui di seguito sintetizzate le caratteristiche litologiche peculiari di ciascuna delle unità litotecniche sopra definite.

- **UNITÀ LITOTECNICA FR**

Nel 2° Tratto sono state segnalate dall'IFFI (Inventario dei Fenomeni franosi in Italia – ISPRA) N° 3 eventi franosi, di cui una per scivolamento rotazionale/traslato, una per colamento lento ed un'area con franosità diffusa. Quella che ha un impatto più incisivo sul tracciato della strada in progetto è la frana per scivolamento rotazionale/traslato, le cui caratteristiche di spessore e di composizione litologica sono state definite dalle indagini geognostiche appositamente effettuate e riportate sia nella carta geologica che nei profili geologici. Dal Sondaggio S.10i, attrezzato con inclinometro, si ricava uno spessore massimo del materiale in frana pari a circa m 8,0.

- **UNITÀ LITOTECNICA DT**

Si rinvencono come terreni di copertura in gran parte dell'area in studio e rappresentano il prodotto dell'alterazione ed erosione operata dagli agenti meteorici sulla parte superficiale delle formazioni del substrato; risultano formati detriti vari, da sabbie e ghiaie con matrice limosa variabile; hanno spessore variabile sino ad un massimo stimato in circa m 10,0; si rinvencono solo in corrispondenza del 1° Tratto, ove ricoprono in parte l'unità litotecnica At (depositi terrazzati alluvionali).

- **UNITÀ LITOTECNICA AT**

Questa unità è presente solo nell'area del 1° Tratto verso l'abitato di Sarnano, ricoperta, nell'area in studio, dai depositi dell'unità litotecnica Dt (depositi eluvio-colluviali). E' costituita da ghiaie sabbie a granulometria medio-grossolana, con matrice limosa variabile. Viene intercettata dal tracciato della strada in progetto (tratto AP01) solo nel tratto tra le Sezioni N° 8 ÷ 21 essendo successivamente ricoperta dai terreni di copertura eluviali.

- **UNITÀ LITOTECNICA A1**

Rappresenta la parte più superficiale alterata e degradata della formazione LAG1c; è formata da sabbie gialle e nocciola (fascia di alterazione), sabbie a tratti addensate, localmente con cenni di stratificazione; tali sabbie sono state riscontrate nei Sondaggi S.6 ed S.7 con spessori massimi di circa 8 m; nella maggior parte dei casi si presentano come sabbie giallo grigiastre, a granulometria medio-grossolana, leggermente addensate, con livelli ossidati e frustoli vegetali; a tratti si notano segni di stratificazione ossidata.

- **UNITÀ LITOTECNICA A2**

Questa unità rappresenta ancora la fascia di alterazione della formazione, costituita da arenarie giallastre alterate, in alternanza con marne giallo-rossastre, con intercalati spessi strati di sabbia gialla a granulometria da medio-fina a grossolana, addensata, localmente con cenni di stratificazione; questa fascia di alterazione della formazione sottostante; è stata riscontrata nei sondaggi S.4 ed S.10i; viene descritta come arenaria a grana fina poco cementata.

- **UNITÀ LITOTECNICA A3**

È data dalla formazione più integra, formata da arenarie tenere giallo-grigie o giallastre alternate con marne grigie fratturate a tratti litoidi; in quasi tutti i sondaggi la formazione è stata rinvenuta con stratificazione molto inclinata (40°).

- **UNITÀ LITOTECNICA B1**

Analogamente all'unità A1 essa è data da sabbie gialle (fascia di alterazione) a tratti consistenti, localmente con cenni di stratificazione; sono state riscontrate nei Sondaggi S.1, S.3, S.8 ed S.9 con spessori massimi di circa 8 ÷ 9 m; nella maggior parte dei casi si presentano come sabbie addensate di colore beige o marrone scuro, consistenti o mediamente consistenti, con elementi di arenarie e locali cenni di stratificazione.

- **UNITÀ LITOTECNICA B2**

Costituisce ancora la fascia di alterazione meno spinta della precedente, formata da arenarie giallastre alterate, con alternanze di marne giallo-rossastre, con intercalati strati di sabbia gialla localmente con cenni di stratificazione; è stata riscontrata nei sondaggi S.1, S.3, S.8 ed S.9 e viene descritta come formazione molto alterata di colore giallastro, poco consistente.

- **UNITÀ LITOTECNICA B3**

Costituisce la formazione più integra, data da arenarie e marne, in alternanza irregolare; le arenarie di colore giallo-rossastre si alternano a marne a tratti litoidi; in quasi tutti i sondaggi la formazione è stata rinvenuta con stratificazione molto inclinata ($45^{\circ} \div 60^{\circ}$).

Figura – Inquadramento geologico e ubicazione dell'opera OS3

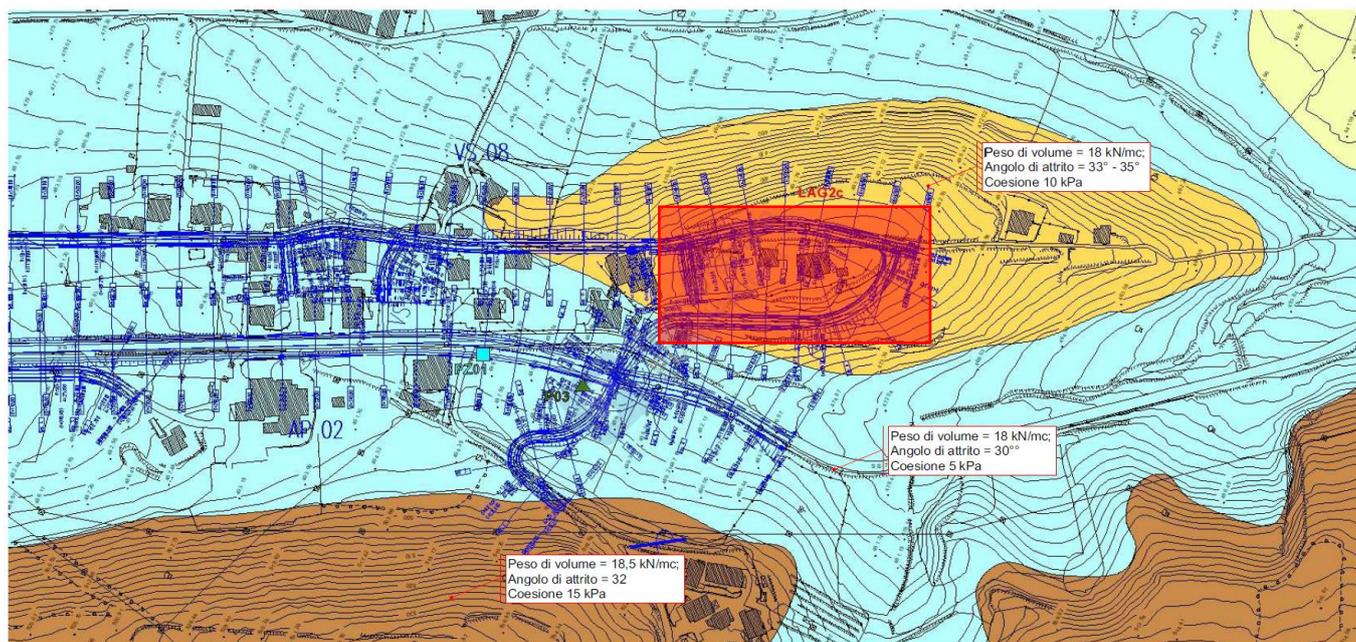
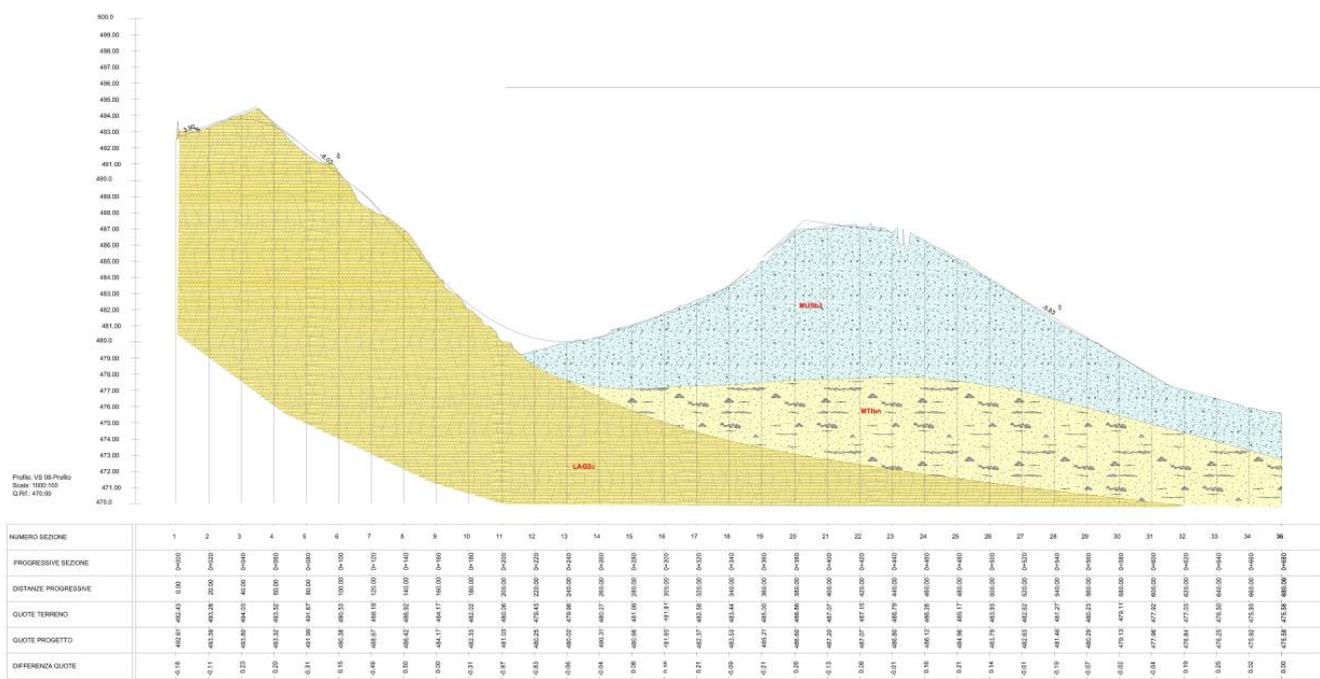


Figura – Profilo geologico (unità geologica di interesse LAG2c)



Sulla base di quanto riportato nella Relazione Geologica e nella Relazione Geotecnica allegate al presente Progetto Definitivo, considerando la formazione geologica della Laga **LAG2c** nel sito di interesse, si definiscono i parametri geotecnici caratteristici con riferimento alle unità litotecniche **B1** e **B2** richiamati di seguito:

- **UNITÀ LITOTECNICA B1**

Rappresenta la fascia superficiale alterata e degradata della formazione geologica LAG2c, in cui, analogamente all'unità A1, gli agenti di degradazione meteorica hanno espletato un'alterazione molto spinta, disgregando le arenarie che si presentano sotto forma di sabbia incoerente; ai suddetti terreni per quanto sopra esposto e dai dati disponibili si possono affidare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	γ (kN/m ³)		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito ϕ' (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito ϕ_u (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
B1	18,00	18,50	0,0	0,0	33,0	30,0					15,0

- UNITÀ LITOTECNICA B2

È costituita dalla parte della fascia meno alterata, sottostante alla precedente B1, in cui si possono rinvenire porzioni relitte della formazione sottostante e tracce di stratificazione; in base a quanto sopra e dei dati disponibili si possono fissare i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

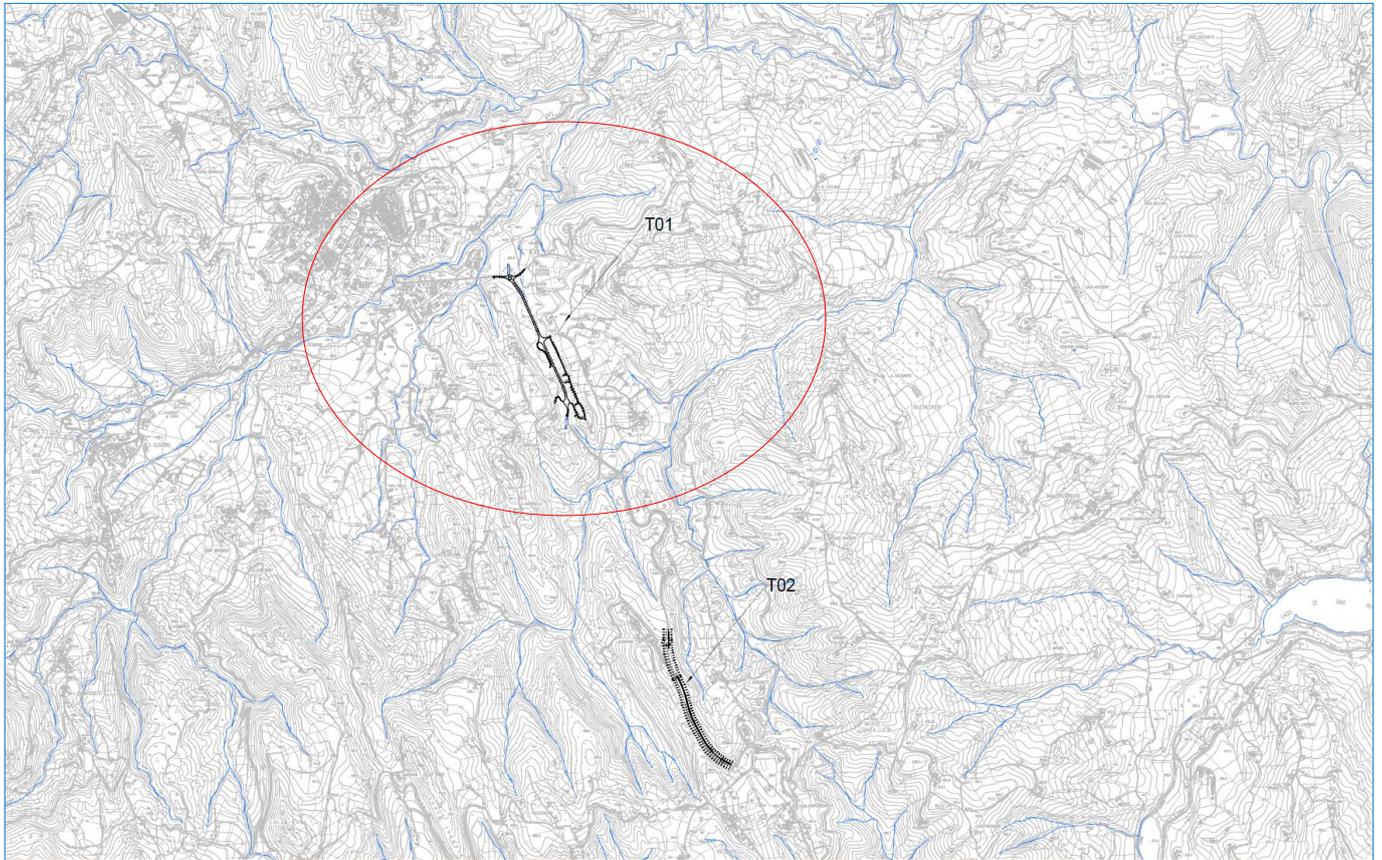
UNITA' LITOTECNICA	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI										
	Peso di volume		Parametri taglio (sforzi efficaci)				Parametri taglio (sforzi totali)				Modulo Elastico
	γ (kN/m ³)		Coesione C' (kPa)		Angolo di attrito φ' (°)		Coesione Cu (kPa)		Angolo di attrito φ_u (°)		E (Mpa)
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min		
B2	18,50	19,00	20,0	10,0	35,0	30,0					20,0

Per il terreno di fondazione e per il terreno a tergo del muro sono stati considerati i seguenti parametri geotecnici:

- Peso per unità di volume $\rightarrow \gamma_t = 18,00 - 19,00 \text{ kN/m}^3 \rightarrow \gamma_{t, \text{medio}} = 18,50 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\rightarrow \varphi = 33^\circ - 35^\circ \rightarrow \varphi_{\text{medio}} = 34^\circ$
- Coesione efficace $\rightarrow c' = 10,00 \text{ kN/m}^2$

7 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Sarnano in Provincia di Macerata.



7.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'opera è individuata dalle seguenti coordinate geografiche:

- Latitudine: 43,0247
- Longitudine: 13,1506

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

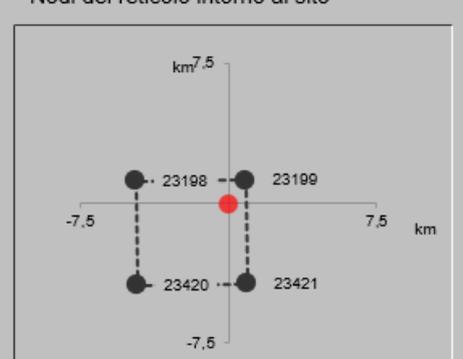
Interpolazione corretta

Interpolazione



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

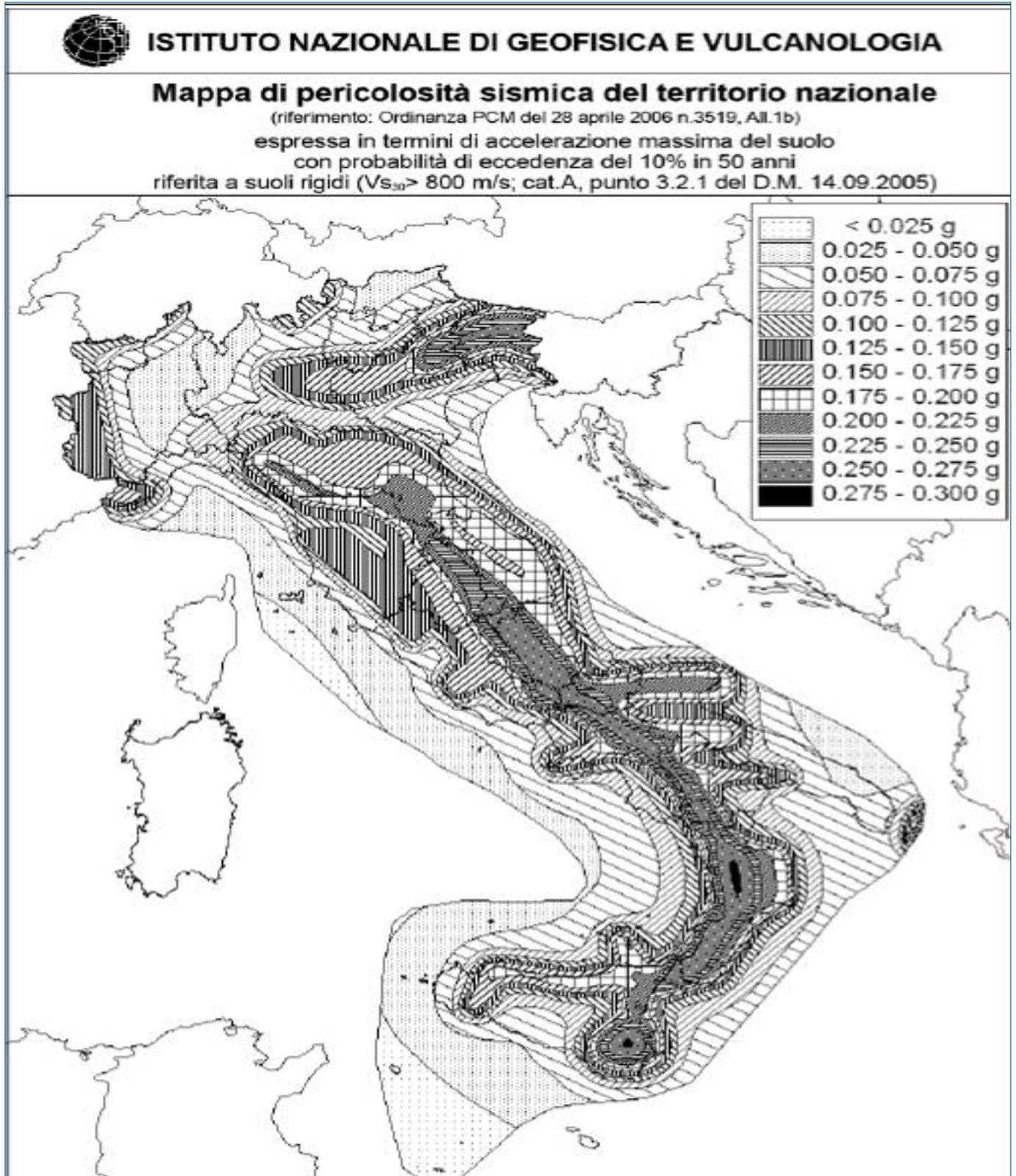
Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

7.2 PARAMETRI SISMICI DI PERICOLOSITÀ DI BASE

I parametri sismici della pericolosità di base del sito sono ricavati partendo dai dati della "Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale" aggiornata dal gruppo di lavoro dell'I.N.G.V. adottata con l'Ordinanza n. 3519 del 28/04/2006 del Presidente del Consiglio dei Ministri (la figura seguente rappresenta la mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale).



Per dedurre secondo le NTC 2018 i parametri sismici di base dei vari siti dalla pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale, sono stati considerati per ogni zona di sbarramento i seguenti parametri:

- "Classe d'uso dell'edificio" IV (cui corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 2,00);

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

- V_N : "vita nominale di progetto" (numero di anni in cui è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali) pari a **50 anni**, valore definito dalla committenza, concorde con quanto definito nelle NTC 2018 per costruzioni esistenti con livelli di prestazioni ordinarie;
- V_R : "periodo di riferimento" per l'azione sismica = $V_N \cdot C_U = 100$ anni
- P_{VR} : "probabilità di superamento" funzione dello stato limite considerato necessario al calcolo del tempo di ritorno T_R , come dalla seguente tabella tratta dalle NTC 2018:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

- T_R : "tempo di ritorno" relativo ad ogni stato limite, funzione del periodo di riferimento e della probabilità di superamento secondo la seguente relazione tratta dalle NTC 2018:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

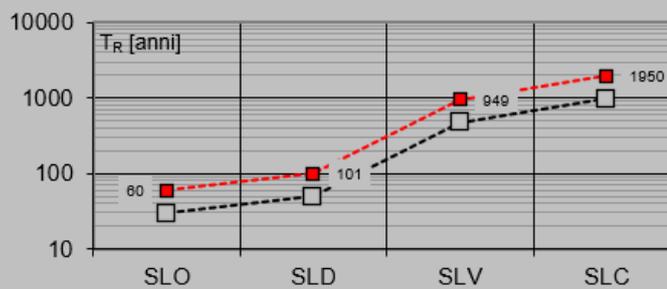
Elaborazioni

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

Questi ultimi parametri sono costanti per tutte le aree esaminate, in quanto dipendono solo dal tipo di opera e dalle relative prestazioni attese. Con questi dati sono poi stati calcolati, per ogni sito esaminato, i parametri di pericolosità sismica di base riferiti a sito rigido orizzontale che permettono di ottenere i coefficienti di risposta sismica locale:

- a_g (o PGA: accelerazione orizzontale massima al sito) [g/10]
- F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) [n.p.]
- T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale) [s]

Essi sono stati stimati per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun stato limite da applicare per il sito in esame. I valori che seguono relativi alla pericolosità di base sono comuni a tutti i calcoli dei vari coefficienti sismici di risposta sismica locale

- Classe: IV
- Vita nominale: 50 anni

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,093	2,424	0,289
SLD	101	0,116	2,421	0,299
SLV	949	0,269	2,475	0,340
SLC	1950	0,339	2,494	0,351

7.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie del suolo di fondazione:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO CHE PERMETTONO L'UTILIZZO DELL'APPROCCIO SEMPLIFICATO	
Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente VS,eq compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente VS,eq compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente VS,eq compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente VS,eq riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Come da relazione geotecnica si è considerato un **suolo tipo B** per tutte le opere.

7.4 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per quanto concerne le caratteristiche delle superficie topografica, il suolo presenta forti pendenze sul lato di monte e più pianeggiante sul lato di valle.

Le opere in esame ricadono in categoria **T1** come definita nella seguente tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

7.5 FATTORI DI AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA E TOPOGRAFICA

Questi coefficienti sono necessari alla valutazione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (a_{max}), dei coefficienti sismici orizzontale e verticale (k_h , k_v) e dello spettro di risposta elastico in accelerazione per l'azione sismica calcolata con metodi pseudostatici.

Amplificazione stratigrafica

Sulla base di quanto riportato nelle NTC del 17.01.2018, il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s ed il coefficiente C_c possono essere calcolati secondo le formule della seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.IV, nelle quali $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità e T_C^* è espresso in secondi.

Per l'area in esame corrispondono valori del coefficiente C_c e di S_s di amplificazione stratigrafica variabili per ogni Stato Limite.

Amplificazione topografica

Alla categoria T1 precedentemente definita per la zona studiata corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica $S_T=1,00$. La tabella che segue è tratta dalle NTC 2018 e mostra la relazione tra categorie topografiche e relativo coefficiente

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

7.6 FATTORE DI COMPORTAMENTO

A favore di sicurezza il calcolo e le verifiche sono stati effettuati in campo elastico.

Il fattore di comportamento è stato pertanto posto pari a $q = 1,00$.

7.7 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico per lo Stato Limite SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B info $S_S =$ 1,134 $C_C =$ 1,365 info

Categoria topografica T1 info $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale
Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1,000 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ▶▶▶

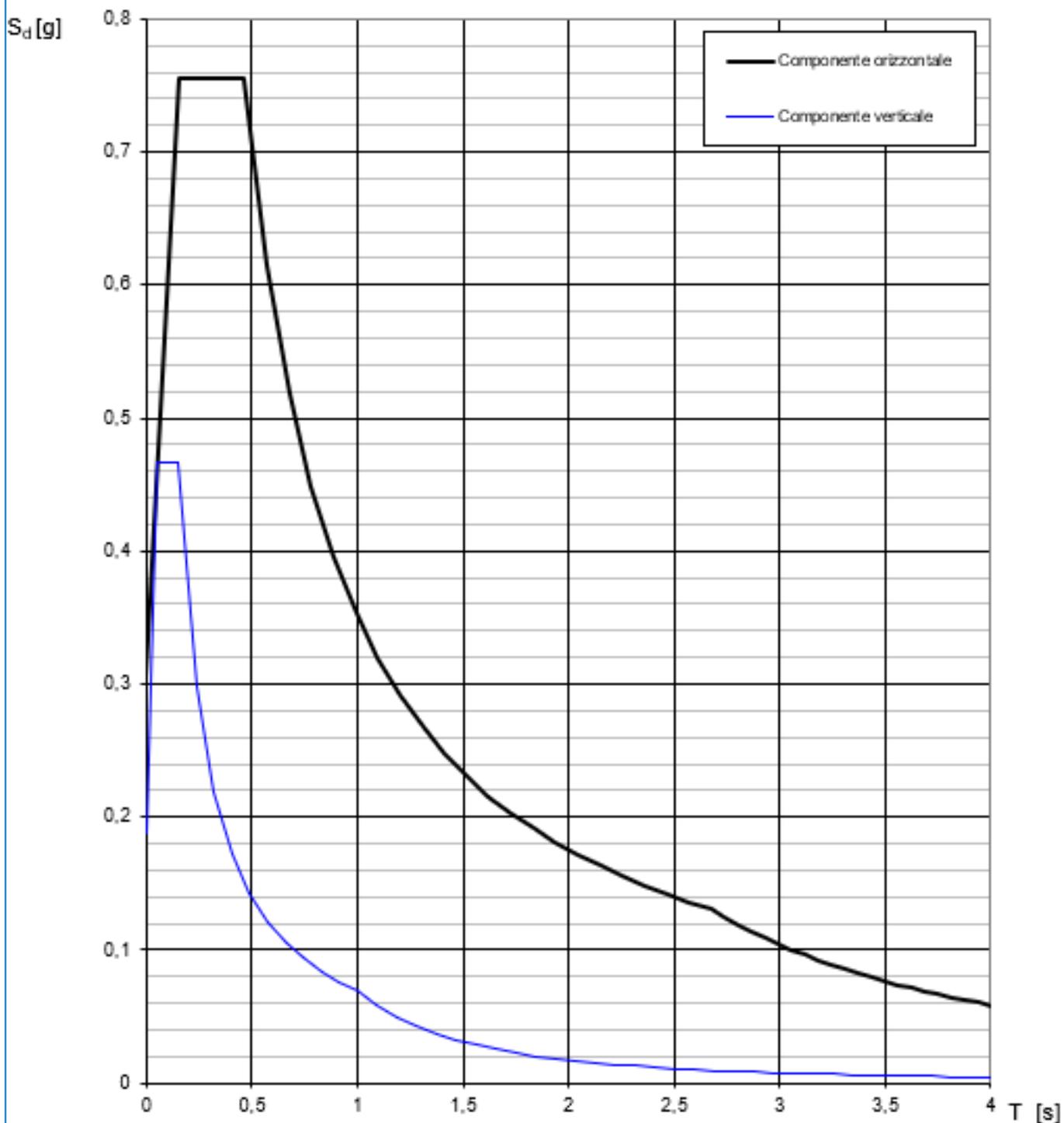
Parametri e punti spettri di risposta ▶▶▶

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,269 g
F_o	2,475
T_c	0,340 s
S_s	1,134
C_c	1,365
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,134
η	1,000
T_B	0,155 s
T_C	0,464 s
T_D	2,677 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,305
T_B ←	0,155	0,755
T_C ←	0,464	0,755
	0,570	0,615
	0,675	0,519
	0,780	0,449
	0,886	0,396
	0,991	0,354
	1,096	0,320
	1,202	0,292
	1,307	0,268
	1,412	0,248
	1,518	0,231
	1,623	0,216
	1,728	0,203
	1,834	0,191
	1,939	0,181
	2,045	0,171
	2,150	0,163
	2,255	0,155
	2,361	0,148
	2,466	0,142
	2,571	0,136
T_D ←	2,677	0,131
	2,740	0,125
	2,803	0,119
	2,866	0,114
	2,929	0,109
	2,992	0,105
	3,055	0,101
	3,118	0,097
	3,181	0,093
	3,244	0,089
	3,307	0,086
	3,370	0,083
	3,433	0,080
	3,496	0,077
	3,559	0,074
	3,622	0,072
	3,685	0,069
	3,748	0,067
	3,811	0,065
	3,874	0,063
	3,937	0,061
	4,000	0,059

7.8 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO PER LO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 - §7.11.6.2.1, i coefficienti sismici orizzontale e verticale per i muri di sostegno vengono determinati mediante le seguenti relazioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$
$$k_v = \pm 0,50 \cdot k_h$$

dove:

- β_m → coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito
- a_{\max} → accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g → accelerazione di gravità

Il coefficiente β_m viene assunto pari a 0,38 per le verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Nel caso in esame risulterà dunque:

- $k_h = 0,38 \cdot 0,305 = \mathbf{0,1159}$
- $k_v = \pm 0,50 \cdot 0,1159 = \pm \mathbf{0,058}$

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,00 \text{ kN/m}^3$.

8.2 PESO DEL TERRENO A TERGO DEL MURO

Il peso del terreno a tergo del muro è stato assunto pari $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$.

8.3 CARICHI ACCIDENTALI A TERGO DEL MURO

Il sovraccarico accidentale a tergo del muro si assume costituito da un carico uniformemente distribuito forfettario pari a $10,00 \text{ kN/m}^2$.

8.4 SPINTA DEI TERRENI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta del terreno sul paramento frontale del muro è stata calcolata mediante la seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k è il coefficiente di spinta del terreno
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra - muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/3 dell'altezza del singolo strato di terreno.

8.5 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta attiva dovuta ai sovraccarichi viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi accidentali $\rightarrow q = 10,00 \text{ kN/m}^2$

Il valore del coefficiente di spinta attiva del terreno viene determinato mediante la formulazione analitica di Coulomb:

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

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale $\beta = 0^\circ$
- δ = angolo di attrito terra - muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale

Il punto di applicazione della spinta è posto a 1/2 dell'altezza del singolo strato di terreno.

8.6 AZIONE SISMICA

8.6.1 SPINTA DINAMICA DEI TERRENI

Le sollecitazioni agenti sulla struttura, indotte dalla spinta dei terreni in fase sismica, vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica (metodo di Mononobe - Okabe), secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

8.6.2 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

9 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

9.2 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

9.3 Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile

- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.4 Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

9.5 Combinazione di carico sismiche

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

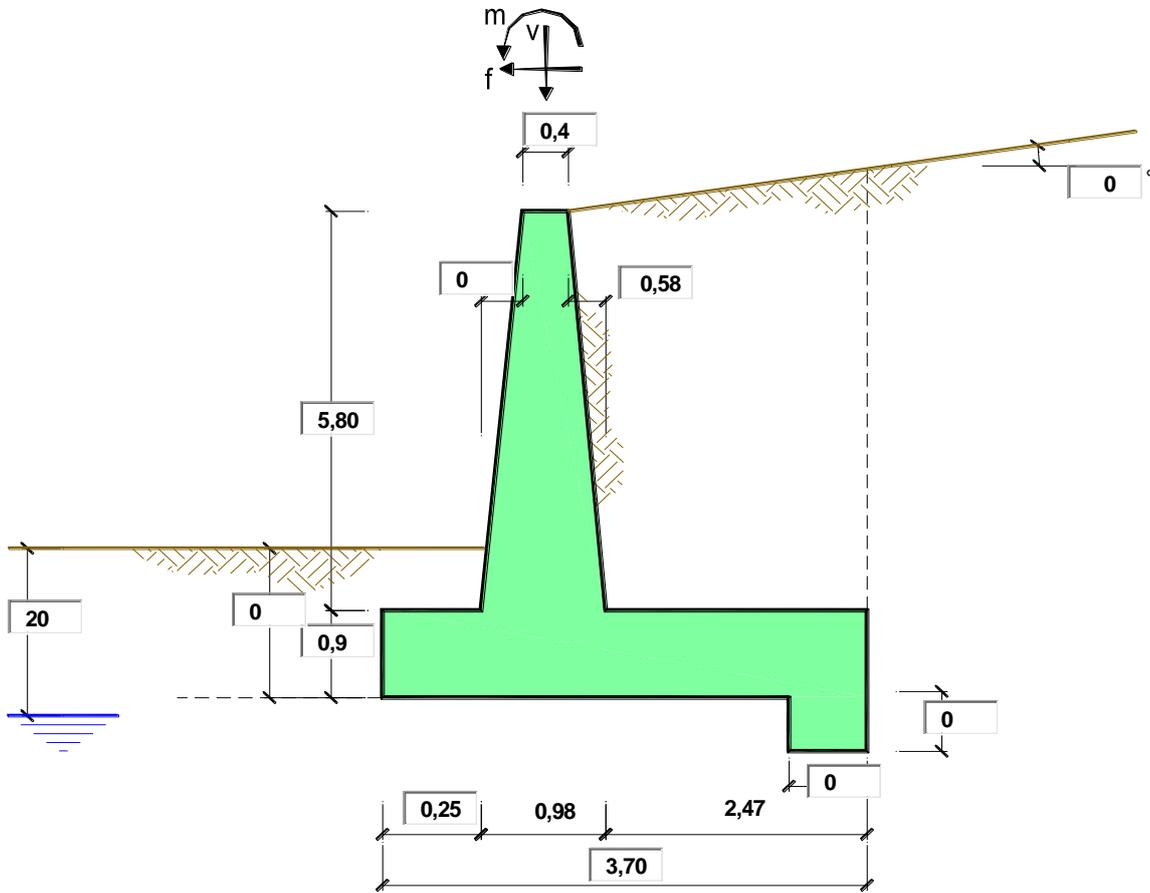
dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

10 MURO OS3 – H_{MAX} = 6,70 M – SEZIONE TIPO 1

10.1 Condizioni ordinarie

10.1.1 DATI DI INPUT



OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,35
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	γ_c	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_r	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Geotecnici						
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	34,00	34,00	28,35
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18,50	18,50	18,50
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22,67	22,67	18,90
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10,00	10,00	8,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	34,00	34,00	28,35
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,50	18,50	18,50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18,50	18,50	18,50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7,40		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,269	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,134	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,11591748	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0580	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> sì <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,254	0,254	0,317
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,324	0,324	0,396
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,334	0,334	0,407
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,537	3,537	2,809
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,325	3,325	2,618
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,298	3,298	2,593

Carichi Agenti						valori caratteristici	valori di progetto	
						SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00	
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00	
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	10,00	15,00	15,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00	
Coefficienti di combinazione		condizione frequente Ψ1		0,75	condizione quasi permanente Ψ2		0,00	
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0,00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0,00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0,00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0,00			

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C35/45"/>		
Rck	45	(MPa)	
fck	35	(MPa)	
fcu	43	(MPa)	
Ec	34077	(MPa)	
α _{cc}	0,85		
γ _C	1,50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_C$	19,83	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$	3,21	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk}	=	450	(MPa)
γ _s	=	1,15	
f _{yd} = f _{yk} / γ _s / γ _E	=	391,30	(MPa)
E _s	=	210000	(MPa)
ε _{ys}	=	0,19%	

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0,2	mm

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4,00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 4,00 (cm)

10.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

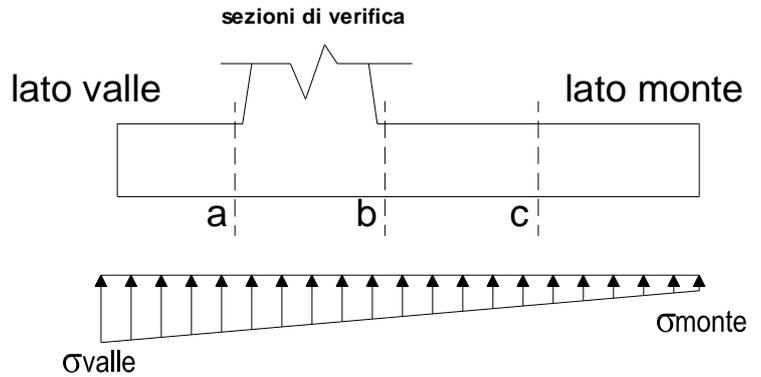
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3,70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,28 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	526,71	174,72	218,93	65,78
	557,21	164,81	222,83	78,36
sisma+	562,11	353,67	306,96	0,00
	562,11	353,67	306,96	0,00
sisma-	502,01	341,24	285,98	0,00
	502,01	341,24	285,98	0,00

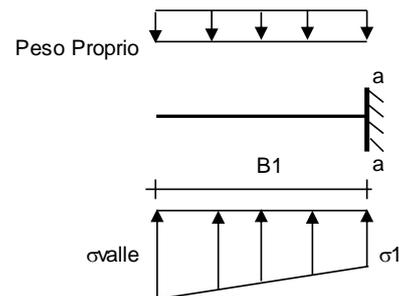


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 22,50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	218,93	208,58	6,03
	222,83	213,07	6,16
sisma+	306,96	286,00	8,63
	306,96	286,00	8,63
sisma-	285,98	265,62	8,06
	285,98	265,62	8,06



Mensola Lato Monte

$$PP = 22,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

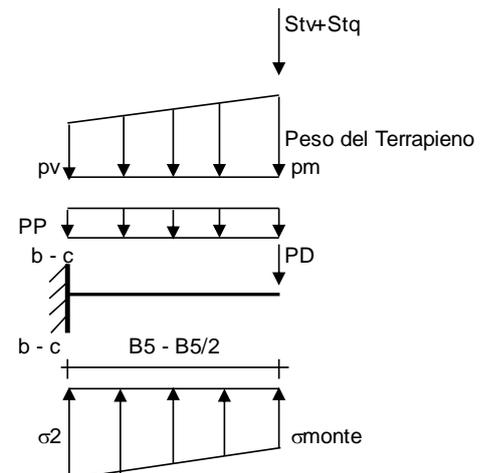
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 107,30	117,30	107,30	(kN/m ²)
pvb	= 107,30	117,30	107,30	(kN/m ²)
pvc	= 107,30	117,30	107,30	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	65,78	168,02	-208,07	116,90	-94,19
	78,36	174,80	-206,07	126,58	-92,96
sisma+	0,00	203,87	-353,39	100,36	-148,51
	0,00	203,87	-353,39	100,36	-148,51
sisma-	0,00	185,79	-336,29	85,19	-139,91
	0,00	185,79	-336,29	85,19	-139,91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

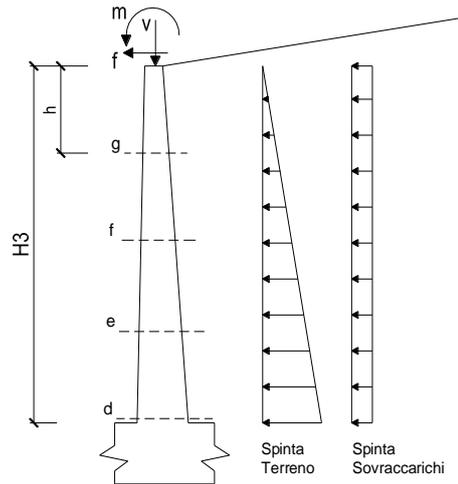
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + f \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	39,46	0,00	180,61	0,00	100,05	100,05
e-e	4,35	59,55	22,20	0,00	81,74	0,00	67,15	67,15
f-f	2,90	17,64	9,87	0,00	27,51	0,00	39,51	39,51
g-g	1,45	2,21	2,47	0,00	4,67	0,00	17,13	17,13

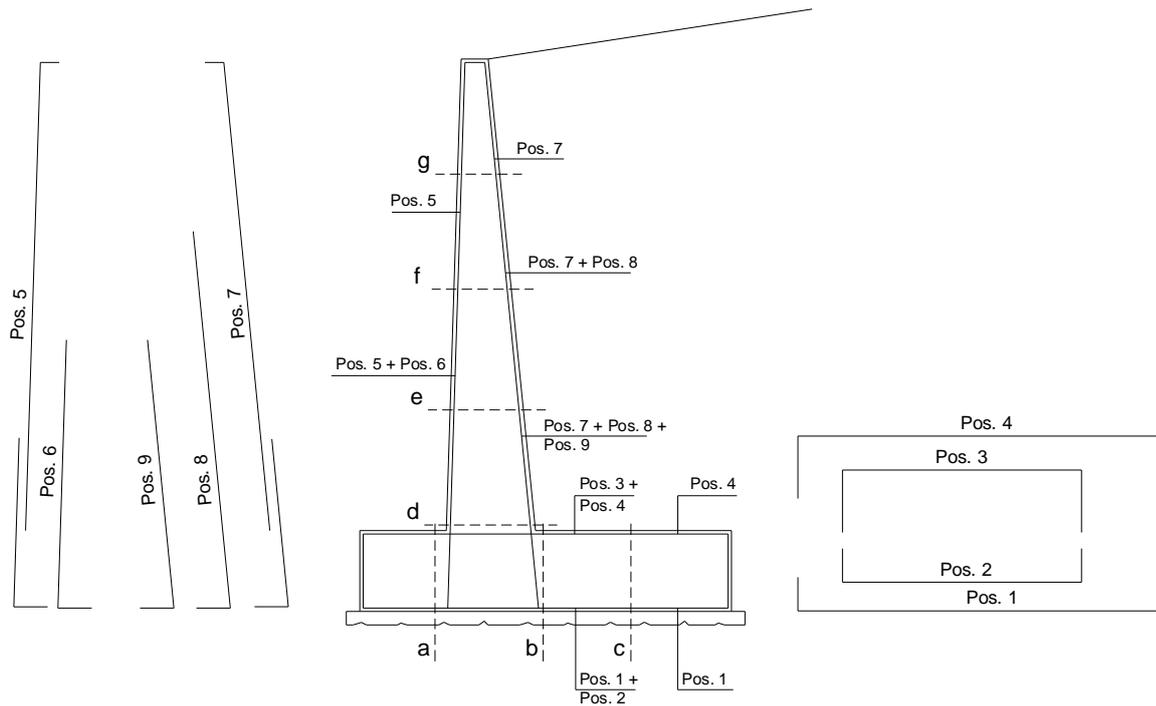
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	53,30	0,00	0,00	28,92	223,37	0,00	105,85	105,85
e-e	4,35	59,55	22,49	0,00	0,00	14,94	96,98	0,00	71,05	71,05
f-f	2,90	17,64	6,66	0,00	0,00	6,05	30,36	0,00	41,80	41,80
g-g	1,45	2,21	0,83	0,00	0,00	1,37	4,40	0,00	18,12	18,12

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	36,31	0,00	0,00	28,92	206,37	0,00	94,25	94,25
e-e	4,35	59,55	15,32	0,00	0,00	14,94	89,81	0,00	63,26	63,26
f-f	2,90	17,64	4,54	0,00	0,00	6,05	28,23	0,00	37,22	37,22
g-g	1,45	2,21	0,57	0,00	0,00	1,37	4,14	0,00	16,14	16,14

SCHEMA DELLE ARMATURE

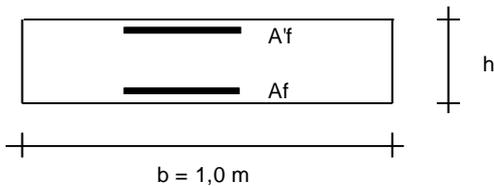


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20	<input type="checkbox"/>	5	5,0	16	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	5,0	16	<input checked="" type="checkbox"/>	7	5,0	20	<input type="checkbox"/>
4	5,0	20	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	6,16	0,00	0,90	15,71	25,76	0,08	5,01
b - b	-208,07	0,00	0,90	25,76	15,71	2,32	109,18
c - c	-94,19	0,00	0,90	15,71	15,71	1,24	76,44
d - d	180,61	100,05	0,98	15,71	10,05	2,18	104,21
e - e	81,74	67,15	0,84	15,71	10,05	1,30	52,59
f - f	27,51	39,51	0,69	15,71	10,05	0,61	18,75
g - g	4,67	17,13	0,55	15,71	10,05	0,15	2,18

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	8,63	0,00	0,90	15,71	25,76	0,11	7,02
b - b	-353,39	0,00	0,90	25,76	15,71	3,94	185,43
c - c	-148,51	0,00	0,90	15,71	15,71	1,95	120,52
d - d	223,37	94,25	0,98	15,71	10,05	2,69	137,36
e - e	96,98	63,26	0,84	15,71	10,05	1,54	67,03
f - f	30,36	37,22	0,69	15,71	10,05	0,67	22,43
g - g	4,40	16,14	0,55	15,71	10,05	0,14	2,06

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

10.1.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

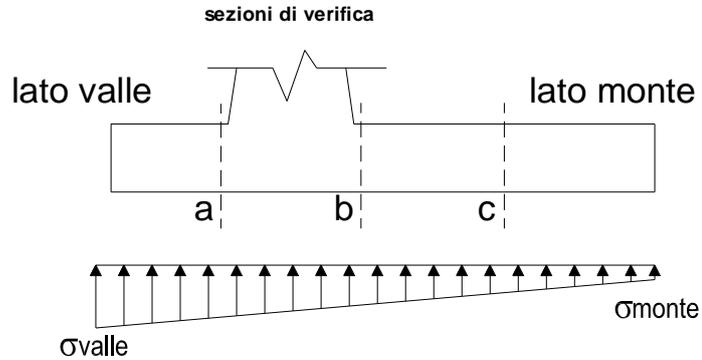
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3,70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,28 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	525,06	158,52	211,39	72,43
	547,94	151,09	214,31	81,87
Q.P.	520,14	128,14	196,74	84,42
	520,14	128,14	196,74	84,42

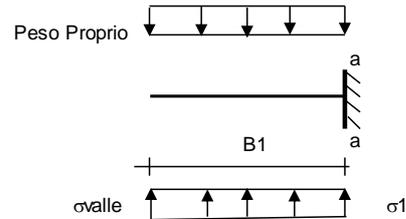


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 22,50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	211,39	202,00	5,80
	214,31	205,36	5,90
Q.P.	196,74	189,15	5,37
	196,74	189,15	5,37



Mensola Lato Monte

$$PP = 22,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

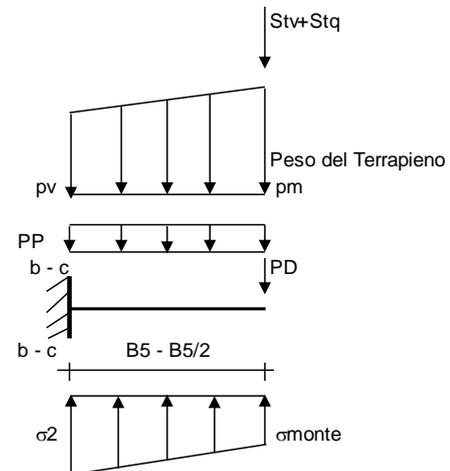
$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	= 107,30	114,80	107,30	(kN/m ²)
pvb	= 107,30	114,80	107,30	(kN/m ²)
pvc	= 107,30	114,80	107,30	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	72,43	165,19	-193,35	118,81	-88,29
	81,87	170,28	-191,85	126,08	-87,37
Q.P.	84,42	159,40	-162,70	121,91	-75,33
	84,42	159,40	-162,70	121,91	-75,33



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

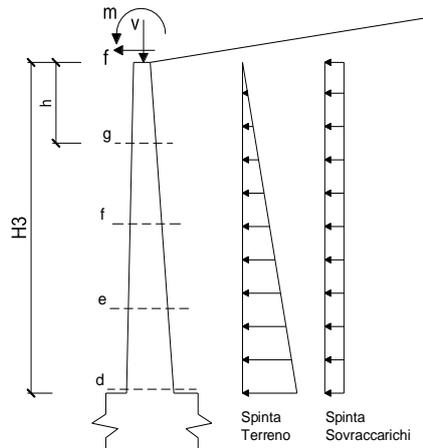
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



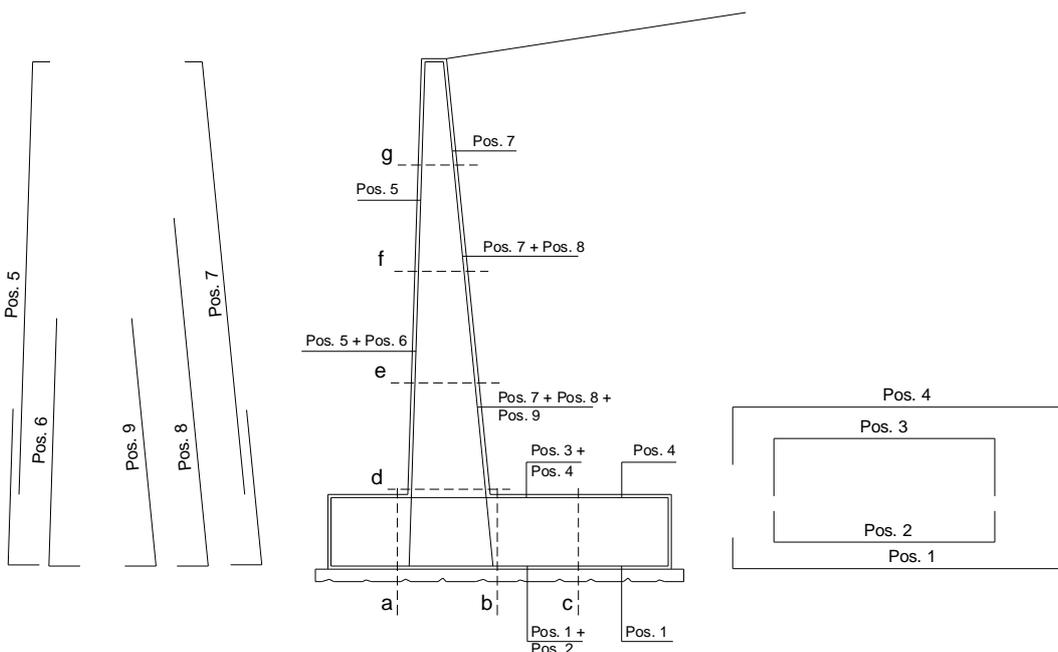
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	29,60	0,00	170,74	0,00	100,05	100,05
e-e	4,35	59,55	16,65	0,00	76,19	0,00	67,15	67,15
f-f	2,90	17,64	7,40	0,00	25,04	0,00	39,51	39,51
g-g	1,45	2,21	1,85	0,00	4,06	0,00	17,13	17,13

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	0,00	0,00	141,14	0,00	100,05	100,05
e-e	4,35	59,55	0,00	0,00	59,55	0,00	67,15	67,15
f-f	2,90	17,64	0,00	0,00	17,64	0,00	39,51	39,51
g-g	1,45	2,21	0,00	0,00	2,21	0,00	17,13	17,13

SCHEMA DELLE ARMATURE

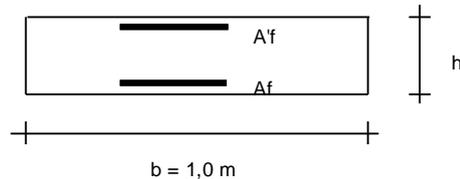


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20	<input type="checkbox"/>	5	5,0	16	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input checked="" type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	5,0	16	<input checked="" type="checkbox"/>	7	5,0	20	<input type="checkbox"/>
4	5,0	20	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



a-a pos 1-2-3-4
b-b pos 1-2-3-4
c-c pos 1-4
d-d pos 5-6-7-8-9
e-e pos 5-6-7-8-9
f-f pos 5-7-8
g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	5,90	0,00	0,90	15,71	25,76	0,08	4,80	0,007	0,300
b - b	-193,35	0,00	0,90	25,76	15,71	2,16	101,45	0,115	0,300
c - c	-88,29	0,00	0,90	15,71	15,71	1,16	71,65	0,101	0,300
d - d	170,74	100,05	0,98	15,71	10,05	2,06	96,96	0,137	0,300
e - e	76,19	67,15	0,84	15,71	10,05	1,21	47,74	0,067	0,300
f - f	25,04	39,51	0,69	15,71	10,05	0,55	16,13	0,023	0,300
g - g	4,06	17,13	0,55	15,71	10,05	0,13	1,48	0,002	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	5,37	0,00	0,90	15,71	25,76	0,07	4,36	0,006	0,200
b - b	-162,70	0,00	0,90	25,76	15,71	1,82	85,37	0,097	0,200
c - c	-75,33	0,00	0,90	15,71	15,71	0,99	61,13	0,086	0,200
d - d	141,14	100,05	0,98	15,71	10,05	1,71	75,26	0,106	0,200
e - e	59,55	67,15	0,84	15,71	10,05	0,94	33,29	0,047	0,200
f - f	17,64	39,51	0,69	15,71	10,05	0,38	8,46	0,012	0,200
g - g	2,21	17,13	0,55	15,71	10,05	0,07	0,08	0,000	0,200

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

10.1.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

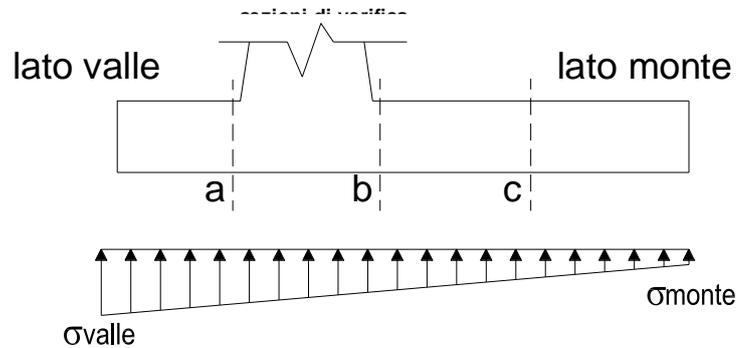
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 3,70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,28 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	542,20	231,59	248,04	45,04
	587,95	216,72	253,89	63,92
sisma+	562,11	353,67	306,96	0,00
	562,11	353,67	306,96	0,00
sisma-	502,01	341,24	285,98	0,00
	502,01	341,24	285,98	0,00



Mensola Lato Valle

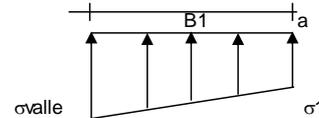
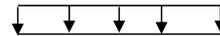
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 22,50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$Va = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	248,04	234,32	6,91	54,67
	253,89	241,05	7,10	56,24
sisma+	306,96	286,00	8,63	76,03
	306,96	286,00	8,67	76,03
sisma-	285,98	265,62	8,06	70,64
	285,98	265,62	8,02	70,64

Peso Proprio



Stv+Stq

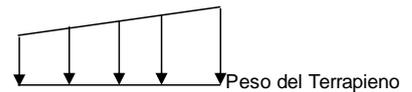
Mensola Lato Monte

$$PP = 22,50 \quad (kN/m^2)$$

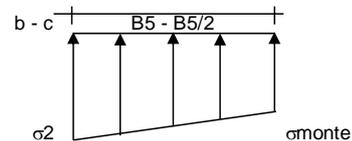
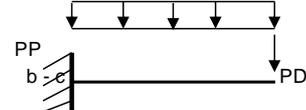
$$PD = 0,00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente



p_v p_m



	Nmin	N max stat	N max sism	
p _m	= 107,30	122,30	107,30	(kN/m ²)
p _{vb}	= 107,30	122,30	107,30	(kN/m ²)
p _{vc}	= 107,30	122,30	107,30	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σmonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	45,04	180,56	-275,75	-104,75	112,80	-124,91	-125,59
	63,92	190,74	-272,76	-105,90	127,33	-123,06	-123,48
sisma+	0,00	203,87	-353,39	-146,11	100,36	-148,51	-164,38
	0,00	203,87	-353,39	-146,11	100,36	-148,51	-164,38
sisma-	0,00	185,79	-336,29	-140,51	85,19	-139,91	-156,82
	0,00	185,79	-336,29	-140,51	85,19	-139,91	-156,82

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

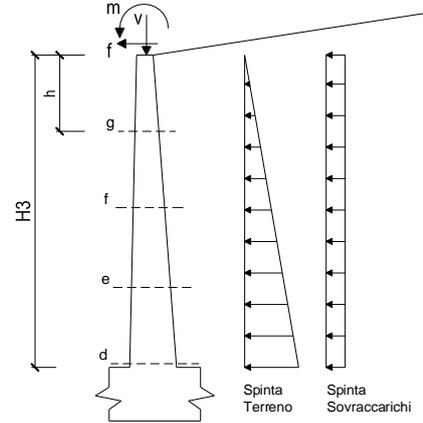
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	183,49	59,19	0,00	242,68	0,00	100,05	100,05
e-e	4,35	77,41	33,30	0,00	110,70	0,00	67,15	67,15
f-f	2,90	22,94	14,80	0,00	37,73	0,00	39,51	39,51
g-g	1,45	2,87	3,70	0,00	6,57	0,00	17,13	17,13

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	94,91	20,41	0,00	115,32
e-e	4,35	53,39	15,31	0,00	68,69
f-f	2,90	23,73	10,21	0,00	33,93
g-g	1,45	5,93	5,10	0,00	11,03

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	141,14	53,30	0,00	0,00	28,92	223,37	0,00	105,85	105,85
e-e	4,35	59,55	22,49	0,00	0,00	14,94	96,98	0,00	71,05	71,05
f-f	2,90	17,64	6,66	0,00	0,00	6,05	30,36	0,00	41,80	41,80
g-g	1,45	2,21	0,83	0,00	0,00	1,37	4,40	0,00	18,12	18,12

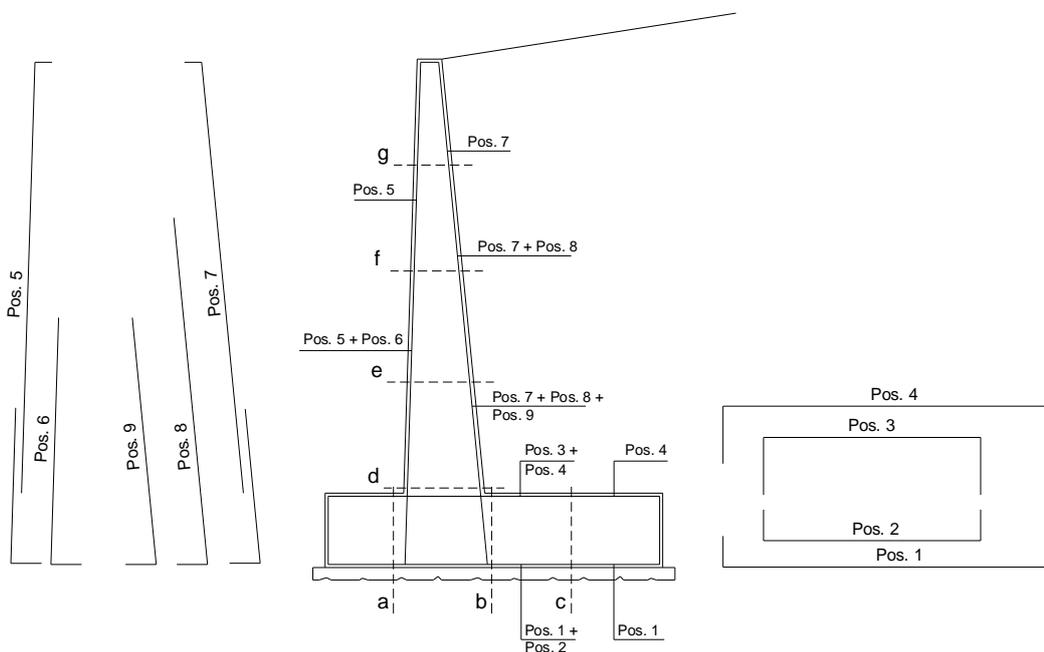
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	73,01	27,57	0,00	0,00	11,60	112,17
e-e	4,35	41,07	15,51	0,00	0,00	7,78	64,36
f-f	2,90	18,25	6,89	0,00	0,00	4,58	29,72
g-g	1,45	4,56	1,72	0,00	0,00	1,99	8,27

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
d-d	5,80	141,14	36,31	0,00	0,00	28,92	206,37	0,00	94,25	94,25
e-e	4,35	59,55	15,32	0,00	0,00	14,94	89,81	0,00	63,26	63,26
f-f	2,90	17,64	4,54	0,00	0,00	6,05	28,23	0,00	37,22	37,22
g-g	1,45	2,21	0,57	0,00	0,00	1,37	4,14	0,00	16,14	16,14

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,80	73,01	18,78	0,00	0,00	11,60	103,38
e-e	4,35	41,07	10,56	0,00	0,00	7,78	59,41
f-f	2,90	18,25	4,70	0,00	0,00	4,58	27,53
g-g	1,45	4,56	1,17	0,00	0,00	1,99	7,72

SCHEMA DELLE ARMATURE

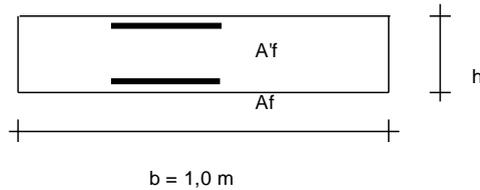


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20	<input type="checkbox"/>	5	5,0	16	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	5,0	16	<input checked="" type="checkbox"/>	7	5,0	20	<input type="checkbox"/>
4	5,0	20	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



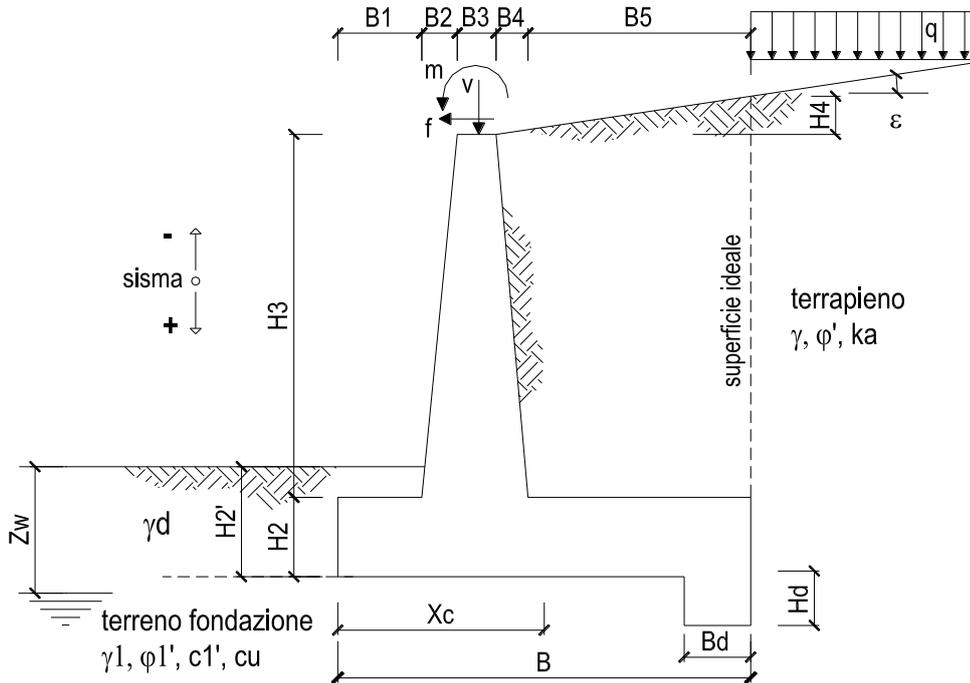
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	8,67	0,00	0,90	15,71	25,76	528,42
b - b	-353,39	0,00	0,90	25,76	15,71	795,92
c - c	-148,51	0,00	0,90	15,71	15,71	507,13
d - d	242,68	100,05	0,98	15,71	10,05	599,70
e - e	110,70	67,15	0,84	15,71	10,05	491,34
f - f	37,73	39,51	0,69	15,71	10,05	389,28
g - g	6,57	17,13	0,55	15,71	10,05	292,37

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	
a - a	76,03	0,90	315,69	Armatura a taglio non necessaria
b - b	146,11	0,90	330,85	Armatura a taglio non necessaria
c - c	164,38	0,90	315,69	Armatura a taglio non necessaria
d - d	115,32	0,98	352,31	Armatura a taglio non necessaria
e - e	68,69	0,84	306,52	Armatura a taglio non necessaria
f - f	33,93	0,69	260,42	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11,03	0,55	216,98	Armatura a taglio non necessaria

10.1.5 VERIFICHE GEOTECNICHE



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,80	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,58	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,90	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,25	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,47	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,85	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	58,00	52,20
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	42,05	37,85
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	83,25	74,93
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	183,30	164,97
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	265,03	238,53
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	31,12	28,01
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	296,15	266,53
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	30,5	45,75
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	26,10	23,49
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	35,46	31,92
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	154,01	138,61
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	215,57	194,02
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	653,30	587,97
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	32,26	29,03
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	685,56	617,00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	66,3375	99,50625
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		21,25
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		10,62
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		34,33
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		17,16
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		25,55
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		13,81
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		4,34
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		43,70

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv^*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv^*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	1,51
MPs3 v=	$kv^*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	2,06
MPs4 v=	$kv^*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	8,93
MPs5 v=	$kv^*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	12,49

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	116,74
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	17,19
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	133,94

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv^*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	37,86
MPts2 v=	$kv^*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv^*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	2,74
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	40,61

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	105,58	137,25	144,77
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	17,04	25,55	31,85

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	97,42	126,65	136,96
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	15,72	23,58	30,13

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	40,69	52,90	46,90
Sqv perm =	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	6,57	9,85	10,32

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$1/2*g1*Hd2*1/2*\gamma1*Hd^2*kp+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
-----	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	217,57	282,84	305,87
MSt2 =	$Stv*B$	(kNm/m)	150,56	195,73	173,54
MSq1 perm =	$Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	52,66	78,99	100,95
MSq2 perm =	$Sqv perm*B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kNm/m)	24,29	36,44	38,18
MSp =	$\gamma1*Hd^3*kp/3+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd^2/2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f)*(H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp+v)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	542,20	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$St_h + Sq_h + f$	150,23	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0,67	(-)
Fs scorr.		$(N \cdot f + Sp) / T$	2,43	> 1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	811,02	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	195,11	(kNm/m)
Fs ribaltamento		Ms / Mr	4,16	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			Nmin	Nmax	
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	542,20	587,95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	$St_h + Sq_h + f - Sp$	150,23	150,23	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM	=	$\sum M$	771,47	870,98	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M	=	$X_c \cdot N - MM$	231,59	216,72	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriorme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd * H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,43	0,37	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,85	2,96	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0,55	0,58	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0,54	0,54	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^{m+1}		0,41	0,41	(-)

(fondazione nastriorme m = 2)

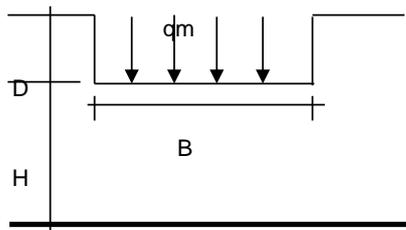
q _{lim}	(carico limite unitario)	669,33	670,69	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N _{min}	3,51	>	1,4
N _{max}	3,38	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	525,06	(kN/m)
M	158,52	(kNm/m)
e=M/N	0,30	(m)
B*	3,10	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,00	(m)
D/B* =	0,00	(m)
Hs/B* =	2,39	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 175,12 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma μ₀ = f(D/B)

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità μ₁ = f(H/B)

$$\mu_1 = 0,74 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 25,89 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	105,58	105,58	131,61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	36,79	36,79	42,30
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	97,42	97,42	124,51
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33,95	33,95	40,02
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	40,69	40,69	42,64
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14,18	14,18	13,70
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	217,57	217,57	278,07
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	75,82	75,82	89,37
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	150,56	150,56	157,76
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	52,47	52,47	50,70
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		562,11	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		186,95	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0,67	(-)	
Fs =	(N*f + Sp) / T		2,03	>	1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	901,13	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	283,51	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	3,18	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v+ Ssq1v+ Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	562,11	562,11	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	186,95		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	686,23	686,23	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	353,67	353,67	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
φI'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,63	0,63	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,44	2,44	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

Nq = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,47	0,47	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,45	0,45	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^{m+1}		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	492,92	492,92	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/N	Nmin	2,14	>	1,4
		Nmax	2,14	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	105,58	105,58	131,61
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a \cdot s$	(kN/m)	25,06	25,06	27,65
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_a \cdot s$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_a \cdot s$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	97,42	97,42	124,51
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23,12	23,12	26,16
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	40,69	40,69	42,64
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	9,66	9,66	8,96
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/3-H_d)$	(kNm/m)	217,57	217,57	278,07
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/3-H_d)$	(kNm/m)	51,65	51,65	58,43
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	150,56	150,56	157,76
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	35,74	35,74	33,15
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2+H_3+H_4+H_d)/2-H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} + 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$		502,01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$		176,12	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0,67	(-)
Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$		1,92	>
				1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	901,13	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	376,32	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	2,39	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v+ Ssq1v+ Ps v + Ptsv	502,01	502,01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	176,12		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	587,48	587,48	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	341,24	341,24	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
φI'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,68	0,68	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,34	2,34	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
N _c = (N _q - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
N _γ = 2*(N _q + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,45	0,45	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q)/(N _q - 1)		0,43	0,43	(-)
i _γ = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^{m+1}		0,30	0,30	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

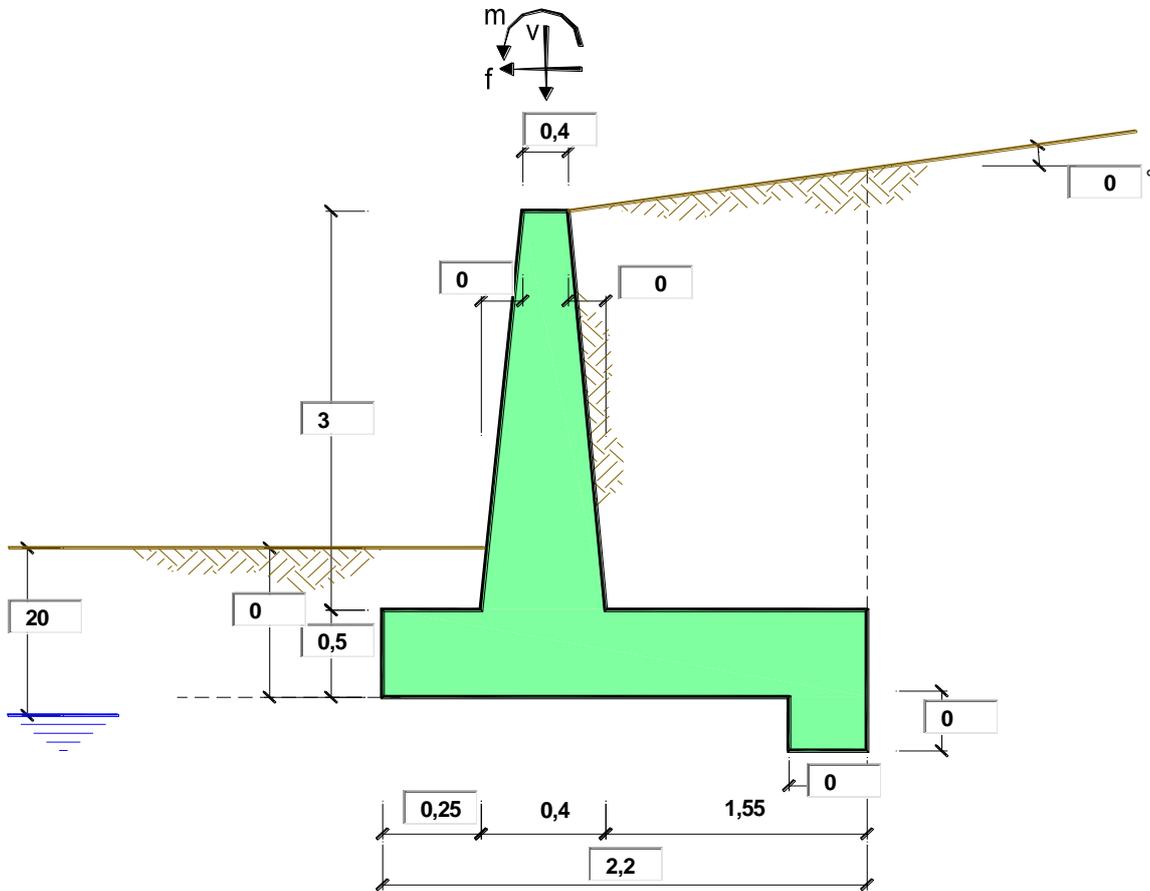
q _{lim}	(carico limite unitario)	451,79	451,79	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim}*B*/ N	Nmin	2,11	>	1,4	↗ ↘
		Nmax	2,11	>		

11 MURO OS3 – H_{MAX} = 3,50 M – SEZIONE TIPO 2

11.1 Condizioni ordinarie

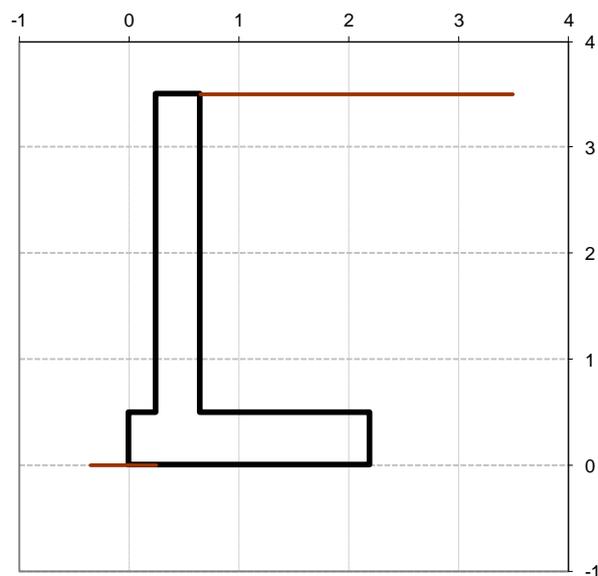
11.1.1 DATI DI INPUT



OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25,00$ (kN/m³)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,10	1,30	1,00	1,00	1,35
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,50

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c_k	γ_c	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_r	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,40
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,10
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,15

Dati Geotecnici		valori caratteristici		valori di progetto		
		SLE		STR/GEO	EQU	
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	34,00	34,00	28,35
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	18,50	18,50	18,50
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	22,67	22,67	18,90
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10,00	10,00	8,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	34,00	34,00	28,35
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,50	18,50	18,50
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	18,50	18,50	18,50
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4,40		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	150000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,269	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,134	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,38	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,11591748	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0580	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> sì <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,254	0,254	0,317
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,324	0,324	0,396
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,334	0,334	0,407
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3,537	3,537	2,809
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3,325	3,325	2,618
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3,298	3,298	2,593

Carichi Agenti						valori caratteristici	valori di progetto	
						SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente			(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente			(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa permanente			(kN/m)	vp	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa permanente			(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche			(kN/m ²)	q	10,00	15,00	15,00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche			(kN/m)	f	0,00	0,00	0,00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche			(kN/m)	v	0,00	0,00	0,00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche			(kNm/m)	m	0,00	0,00	0,00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0,75	condizione quasi permanente Ψ2				0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche			(kN/m ²)	qs	0,00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	<input checked="" type="checkbox"/> si <input type="checkbox"/> no		(kN/m)	fs	0,00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche			(kN/m)	vs	0,00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche			(kNm/m)	ms	0,00		

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls	<input type="text" value="C35/45"/>		
Rck	45	(MPa)	
fck	35	(MPa)	
fc _m	43	(MPa)	
Ec	34077	(MPa)	
α _{cc}	0,85		
γ _C	1,50		
f _{cd} = α _{cc} * f _{ck} / γ _C	19,83	(MPa)	
f _{ctm} = 0.30 * f _{ck} ^{2/3}	3,21	(MPa)	

Acciaio

tipo di acciaio	<input type="text" value="B450C"/>		
f _{yk} =	450	(MPa)	
γ _S =	1,15		
f _{yd} = f _{yk} / γ _S / γ _E =	391,30	(MPa)	
Es =	210000	(MPa)	
ε _{ys} =	0,19%		

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

condizioni sismiche

σ _c	11	Mpa
σ _t	260	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0,3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0,2	mm

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 6,00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4,00 (cm)

Interfero tra I e II strato

i_{I-II} = 4,00 (cm)

11.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

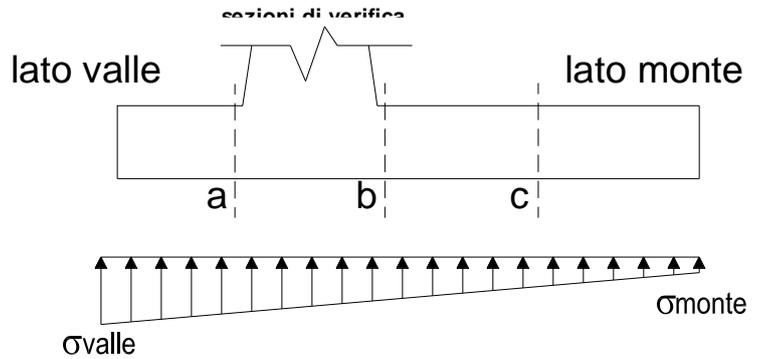
Reazione del terreno

$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2,20 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,81 \text{ (m}^3\text{)}$$



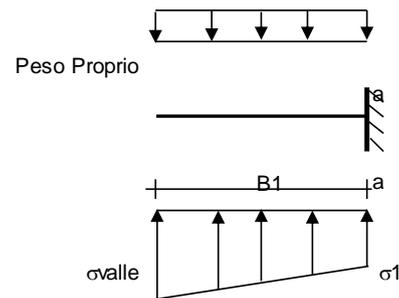
caso	N [kN]	M [kNm]	σvalle [kN/m ²]	σmonte [kN/m ²]
statico	158,06	22,83	100,14	43,55
	173,56	17,79	100,94	56,84
sisma+	166,82	44,10	130,50	21,16
	166,82	44,10	130,50	21,16
sisma-	148,95	42,99	121,00	14,41
	148,95	42,99	121,00	14,41

Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio. PP} = 12,50 \text{ (kN/m)}$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σvalle [kN/m ²]	σ1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	100,14	93,71	2,67
	100,94	95,93	2,71
sisma+	130,50	118,07	3,54
	130,50	118,07	3,54
sisma-	121,00	108,89	3,29
	121,00	108,89	3,29



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 12,50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

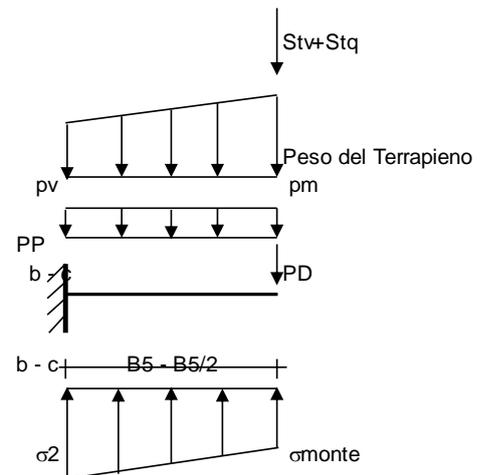
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 55,50	65,50	55,50	(kN/m ²)
pvb	= 55,50	65,50	55,50	(kN/m ²)
pvc	= 55,50	65,50	55,50	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	43,55	83,42	-35,94	63,48	-16,61
	56,84	87,91	-35,51	72,38	-16,06
sisma+	21,16	98,19	-53,37	59,67	-23,00
	21,16	98,19	-53,37	59,67	-23,00
sisma-	14,41	89,51	-50,87	51,96	-21,80
	14,41	89,51	-50,87	51,96	-21,80

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3$$

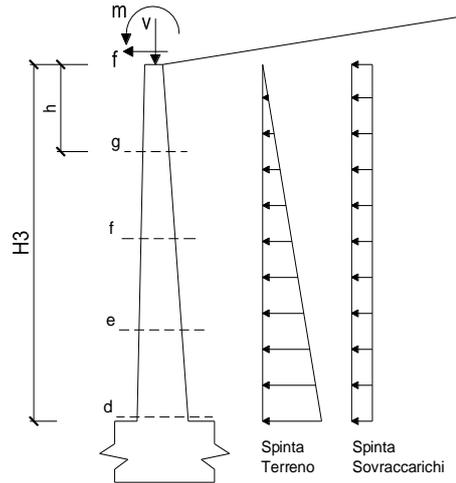
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	10,56	0,00	30,09	0,00	30,00	30,00
e-e	2,25	8,24	5,94	0,00	14,18	0,00	22,50	22,50
f-f	1,50	2,44	2,64	0,00	5,08	0,00	15,00	15,00
g-g	0,75	0,31	0,66	0,00	0,97	0,00	7,50	7,50

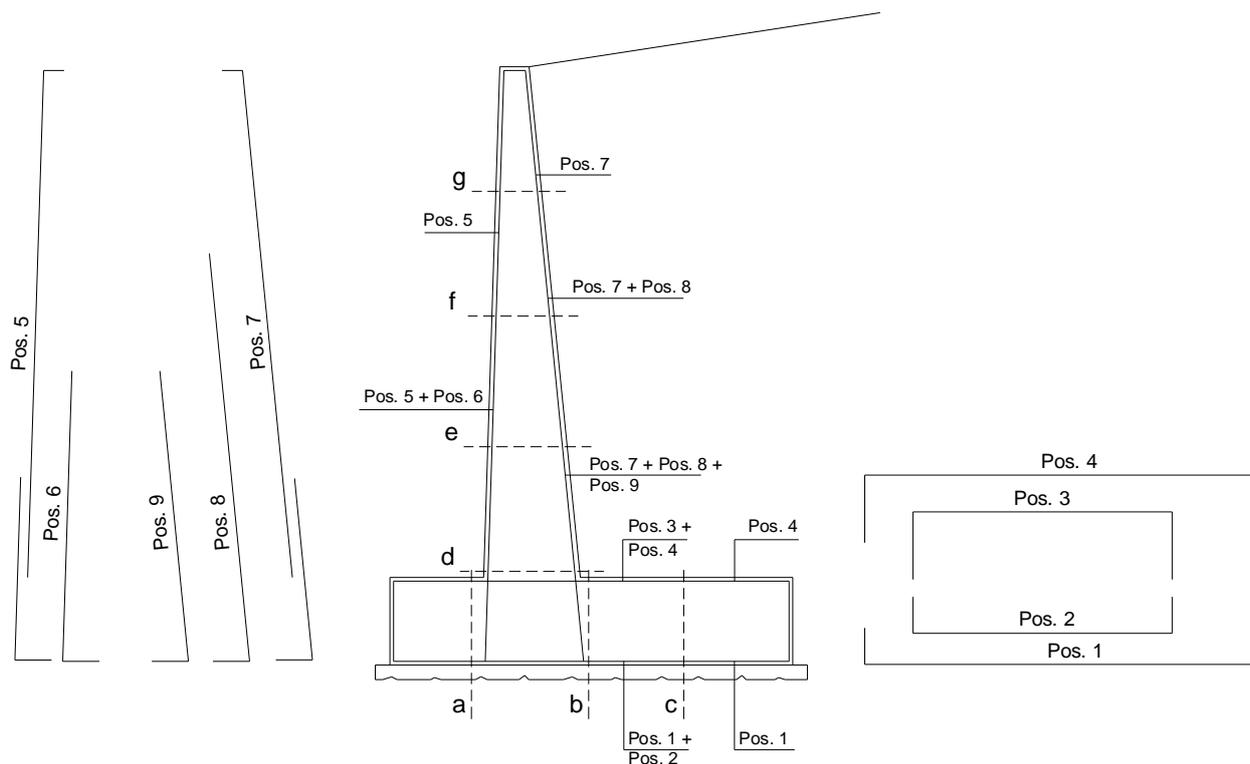
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	7,38	0,00	0,00	5,22	32,12	0,00	31,74	31,74
e-e	2,25	8,24	3,11	0,00	0,00	2,93	14,29	0,00	23,80	23,80
f-f	1,50	2,44	0,92	0,00	0,00	1,30	4,67	0,00	15,87	15,87
g-g	0,75	0,31	0,12	0,00	0,00	0,33	0,75	0,00	7,93	7,93

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	5,02	0,00	0,00	5,22	29,77	0,00	28,26	28,26
e-e	2,25	8,24	2,12	0,00	0,00	2,93	13,29	0,00	21,20	21,20
f-f	1,50	2,44	0,63	0,00	0,00	1,30	4,37	0,00	14,13	14,13
g-g	0,75	0,31	0,08	0,00	0,00	0,33	0,71	0,00	7,07	7,07

SCHEMA DELLE ARMATURE

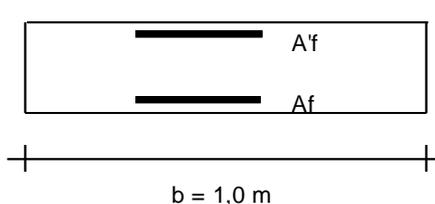


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	
4	5,0	16		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	2,71	0,00	0,50	10,05	10,05	0,12	6,66
b - b	-35,94	0,00	0,50	10,05	10,05	1,65	88,27
c - c	-16,61	0,00	0,50	10,05	10,05	0,76	40,80
d - d	30,09	30,00	0,40	10,05	10,05	2,12	81,86
e - e	14,18	22,50	0,40	10,05	10,05	0,99	34,51
f - f	5,08	15,00	0,40	10,05	10,05	0,35	9,15
g - g	0,97	7,50	0,40	10,05	10,05	0,06	0,30

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3,54	0,00	0,50	10,05	10,05	0,16	8,68
b - b	-53,37	0,00	0,50	10,05	10,05	2,45	131,09
c - c	-23,00	0,00	0,50	10,05	10,05	1,06	56,50
d - d	32,12	28,26	0,40	10,05	10,05	2,26	89,25
e - e	14,29	21,20	0,40	10,05	10,05	1,00	35,48
f - f	4,67	14,13	0,40	10,05	10,05	0,32	8,25
g - g	0,75	7,07	0,40	10,05	10,05	0,04	0,09

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

11.1.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

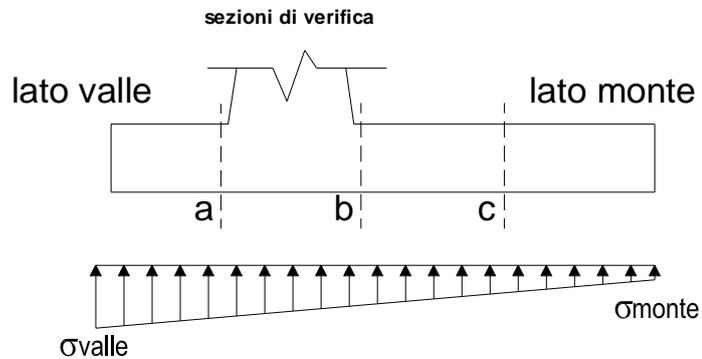
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,81 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	157,20	18,29	94,13	48,78
	168,83	14,51	94,73	58,75
Q.P.	154,63	10,34	83,11	57,46
	154,63	10,34	83,11	57,46

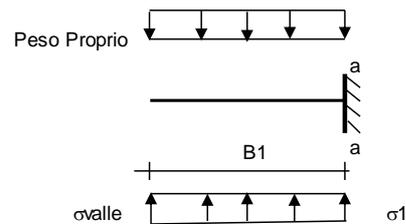


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 12,50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	94,13	88,98	2,50
	94,73	90,64	2,53
Q.P.	83,11	80,19	2,18
	83,11	80,19	2,18



Mensola Lato Monte

$$PP = 12,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

$$pm = N_{min} \quad N_{max} \quad \text{Freq} \quad N_{max} \quad \text{QP} \quad (kN/m^2)$$

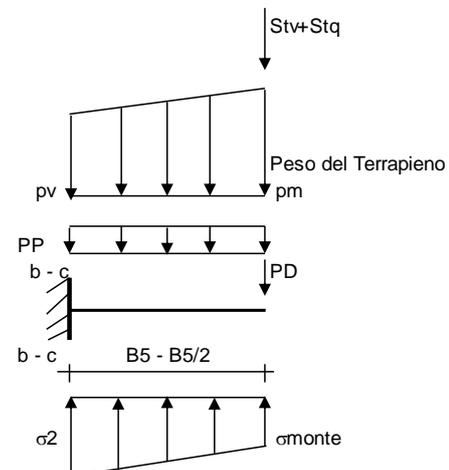
$$pvb = 55,50 \quad 63,00 \quad 55,50 \quad (kN/m^2)$$

$$pvc = 55,50 \quad 63,00 \quad 55,50 \quad (kN/m^2)$$

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	48,78	80,73	-31,49	64,76	-14,77
	58,75	84,10	-31,17	71,42	-14,36
Q.P.	57,46	75,53	-22,63	66,50	-10,87
	57,46	75,53	-22,63	66,50	-10,87



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

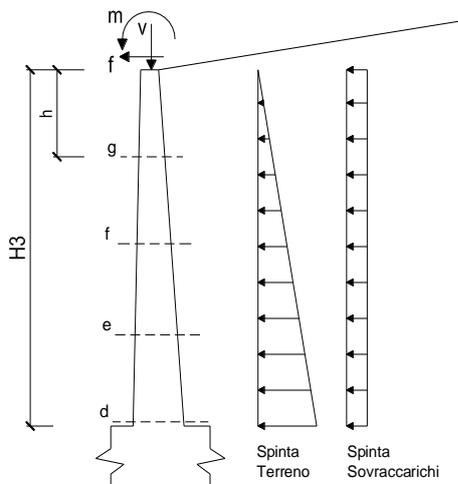
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



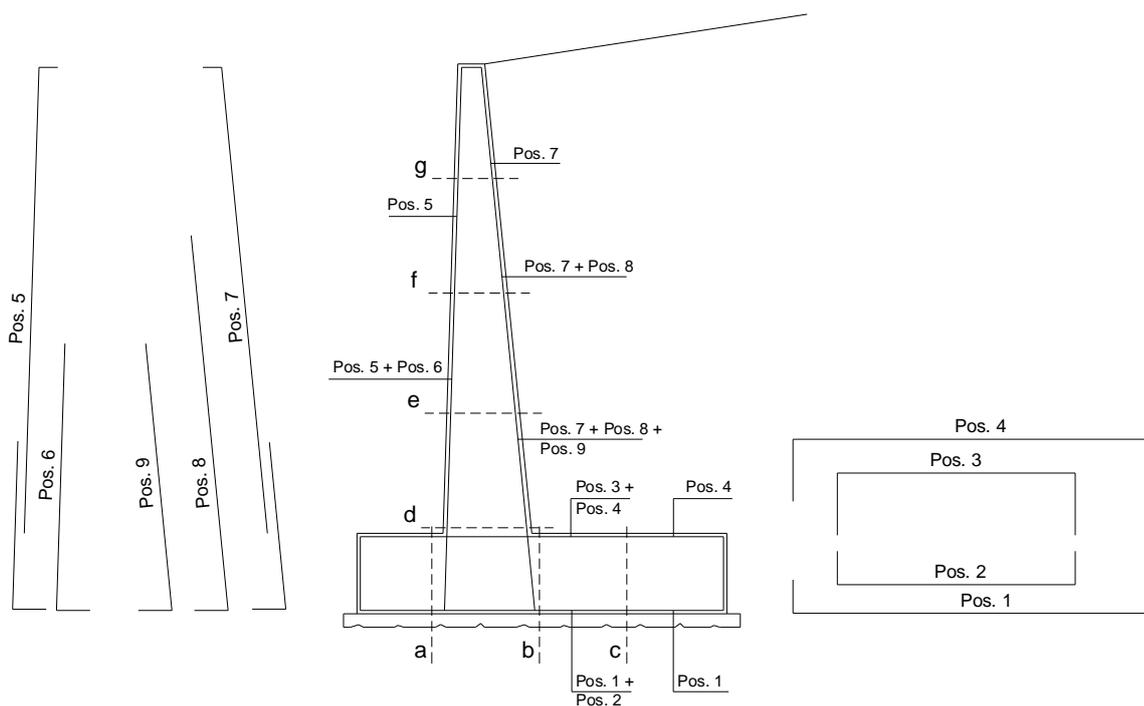
condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,00	19,53	7,92	0,00	27,45	0,00	30,00	30,00
e-e	2,25	8,24	4,45	0,00	12,69	0,00	22,50	22,50
f-f	1,50	2,44	1,98	0,00	4,42	0,00	15,00	15,00
g-g	0,75	0,31	0,49	0,00	0,80	0,00	7,50	7,50

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3,00	19,53	0,00	0,00	19,53	0,00	30,00	30,00
e-e	2,25	8,24	0,00	0,00	8,24	0,00	22,50	22,50
f-f	1,50	2,44	0,00	0,00	2,44	0,00	15,00	15,00
g-g	0,75	0,31	0,00	0,00	0,31	0,00	7,50	7,50

SCHEMA DELLE ARMATURE

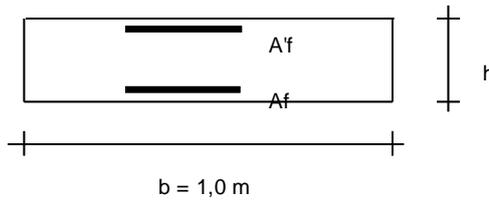


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	<input type="checkbox"/>
4	5,0	16		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2,53	0,00	0,50	10,05	10,05	0,12	6,21	0,010	0,300
b - b	-31,49	0,00	0,50	10,05	10,05	1,44	77,36	0,120	0,300
c - c	-14,77	0,00	0,50	10,05	10,05	0,68	36,29	0,056	0,300
d - d	27,45	30,00	0,40	10,05	10,05	1,93	73,38	0,095	0,300
e - e	12,69	22,50	0,40	10,05	10,05	0,89	29,77	0,038	0,300
f - f	4,42	15,00	0,40	10,05	10,05	0,30	7,12	0,009	0,300
g - g	0,80	7,50	0,40	10,05	10,05	0,05	0,10	0,000	0,300

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	2,18	0,00	0,50	10,05	10,05	0,10	5,35	0,008	0,200
b - b	-22,63	0,00	0,50	10,05	10,05	1,04	55,60	0,086	0,200
c - c	-10,87	0,00	0,50	10,05	10,05	0,50	26,69	0,041	0,200
d - d	19,53	30,00	0,40	10,05	10,05	1,37	48,01	0,061	0,200
e - e	8,24	22,50	0,40	10,05	10,05	0,57	15,66	0,019	0,200
f - f	2,44	15,00	0,40	10,05	10,05	0,15	1,57	0,002	0,200
g - g	0,31	7,50	0,40	10,05	10,05	0,00	-	-	0,200

sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

11.1.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO – STR

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

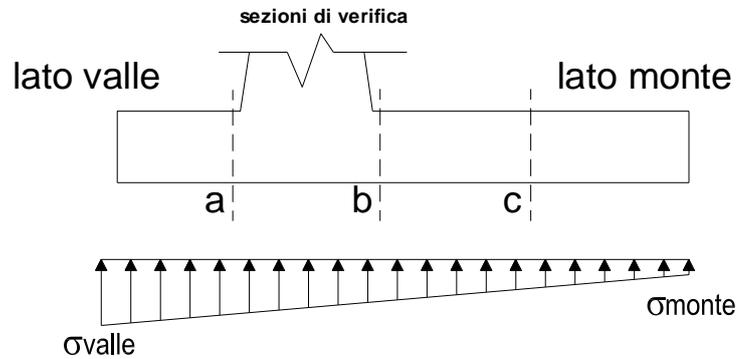
Reazione del terreno

$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 2,20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0,81 \quad (m^3)$$



caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	163,11	31,88	113,66	34,62
	186,36	24,32	114,86	54,55
sisma+	166,82	44,10	130,50	21,16
	166,82	44,10	130,50	21,16
sisma-	148,95	42,99	121,00	14,41
	148,95	42,99	121,00	14,41

Mensola Lato Valle

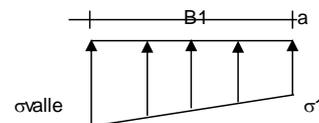
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 12,50 \quad (kN/m)$$

$$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$Va = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	113,66	104,68	3,07	24,17
	114,86	108,01	3,13	24,73
sisma+	130,50	118,07	3,54	32,42
	130,50	118,07	3,56	32,42
sisma-	121,00	108,89	3,29	29,97
	121,00	108,89	3,26	29,97

Peso Proprio



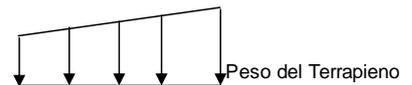
Stv+Stq

Mensola Lato Monte

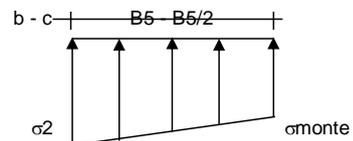
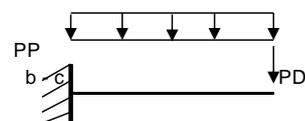
$$PP = 12,50 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0,00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	55,50	70,50	55,50	(kN/m ²)
pvb	55,50	70,50	55,50	(kN/m ²)
pvc	55,50	70,50	55,50	(kN/m ²)



Peso del Terrapieno



$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Vb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$Vc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σonte	σ2b	Mb	Vb	σ2c	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	34,62	90,31	-48,15	-28,16	62,46	-22,41	-34,66
	54,55	97,04	-47,51	-30,74	75,80	-21,59	-33,39
sisma+	21,16	98,19	-53,37	-33,99	59,67	-23,00	-39,41
	21,16	98,19	-53,37	-33,99	59,67	-23,00	-39,41
sisma-	14,41	89,51	-50,87	-32,50	51,96	-21,80	-37,67
	14,41	89,51	-50,87	-32,50	51,96	-21,80	-37,67

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

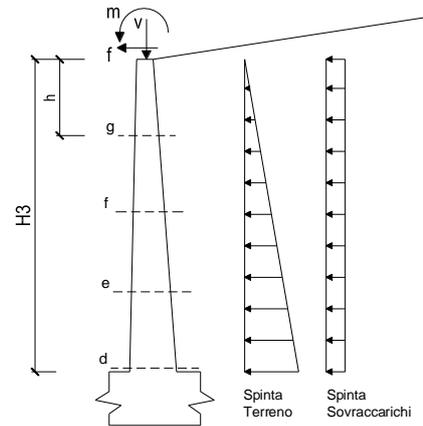
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	25,39	15,84	0,00	41,23	0,00	30,00	30,00
e-e	2,25	10,71	8,91	0,00	19,62	0,00	22,50	22,50
f-f	1,50	3,17	3,96	0,00	7,13	0,00	15,00	15,00
g-g	0,75	0,40	0,99	0,00	1,39	0,00	7,50	7,50

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	25,39	10,56	0,00	35,95
e-e	2,25	14,28	7,92	0,00	22,20
f-f	1,50	6,35	5,28	0,00	11,63
g-g	0,75	1,59	2,64	0,00	4,23

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	7,38	0,00	0,00	5,22	32,12	0,00	31,74	31,74
e-e	2,25	8,24	3,11	0,00	0,00	2,93	14,29	0,00	23,80	23,80
f-f	1,50	2,44	0,92	0,00	0,00	1,30	4,67	0,00	15,87	15,87
g-g	0,75	0,31	0,12	0,00	0,00	0,33	0,75	0,00	7,93	7,93

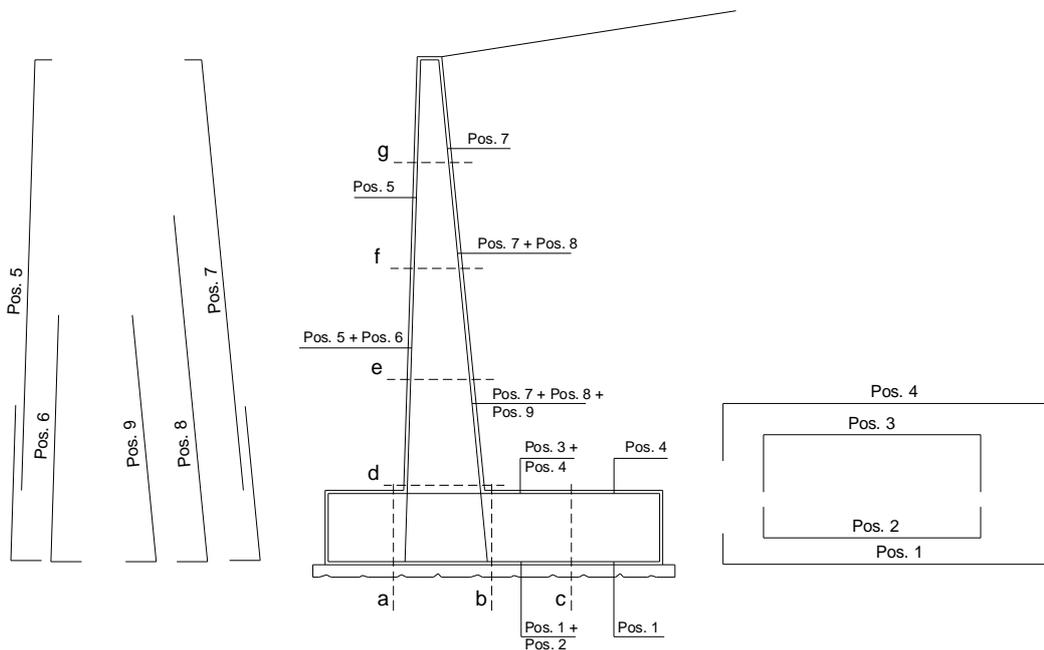
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	7,38	0,00	0,00	3,48	30,39
e-e	2,25	10,99	4,15	0,00	0,00	2,61	17,74
f-f	1,50	4,88	1,84	0,00	0,00	1,74	8,47
g-g	0,75	1,22	0,46	0,00	0,00	0,87	2,55

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	5,02	0,00	0,00	5,22	29,77	0,00	28,26	28,26
e-e	2,25	8,24	2,12	0,00	0,00	2,93	13,29	0,00	21,20	21,20
f-f	1,50	2,44	0,63	0,00	0,00	1,30	4,37	0,00	14,13	14,13
g-g	0,75	0,31	0,08	0,00	0,00	0,33	0,71	0,00	7,07	7,07

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,00	19,53	5,02	0,00	0,00	3,48	28,03
e-e	2,25	10,99	2,83	0,00	0,00	2,61	16,42
f-f	1,50	4,88	1,26	0,00	0,00	1,74	7,88
g-g	0,75	1,22	0,31	0,00	0,00	0,87	2,40

SCHEMA DELLE ARMATURE

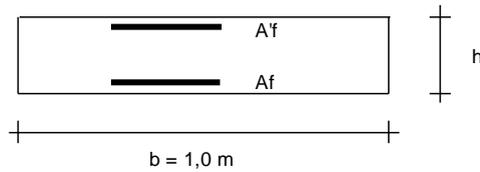


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16	<input type="checkbox"/>	5	5,0	16	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	5,0	16	<input type="checkbox"/>
4	5,0	16	<input type="checkbox"/>	8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



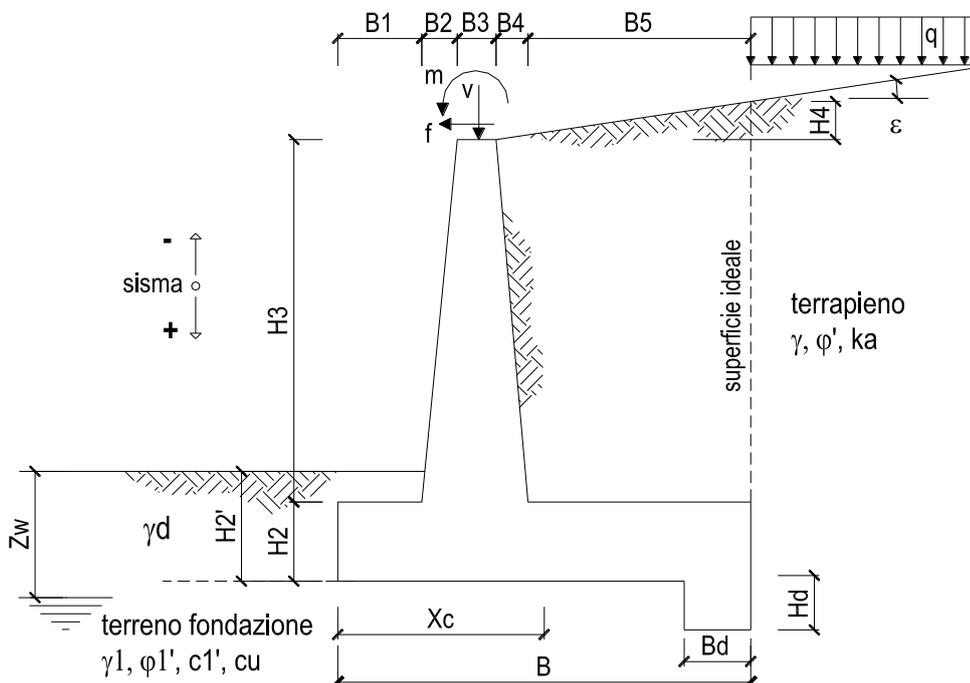
- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	3,56	0,00	0,50	10,05	10,05	175,06
b - b	-53,37	0,00	0,50	10,05	10,05	175,06
c - c	-23,00	0,00	0,50	10,05	10,05	175,06
d - d	41,23	30,00	0,40	10,05	10,05	140,18
e - e	19,62	22,50	0,40	10,05	10,05	139,06
f - f	7,13	15,00	0,40	10,05	10,05	137,95
g - g	1,39	7,50	0,40	10,05	10,05	136,83

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	
a - a	32,42	0,50	197,36	Armatura a taglio non necessaria
b - b	33,99	0,50	197,36	Armatura a taglio non necessaria
c - c	39,41	0,50	197,36	Armatura a taglio non necessaria
d - d	35,95	0,40	169,18	Armatura a taglio non necessaria
e - e	22,20	0,40	168,23	Armatura a taglio non necessaria
f - f	11,63	0,40	167,27	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4,23	0,40	166,31	Armatura a taglio non necessaria

11.1.5 VERIFICHE GEOTECNICHE



OPERA Esempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2,20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,25	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1,55	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,10	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	30,00	27,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	27,50	24,75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5$	(kN/m)	57,50	51,75
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	86,03	77,42
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	86,03	77,42
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	15,5	23,25
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	13,50	12,15
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	30,25	27,23
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	43,75	39,38
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	122,59	110,33
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	122,59	110,33
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	22,0875	33,13125
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		6,67
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		3,33
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		9,97
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4,99
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		6,96
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		0,80
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		7,75

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$kv^*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv^*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0,78
MPs3 v=	$kv^*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v=	$kv^*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	1,75
MPs5 v=	$kv^*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	2,54

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	19,94
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19,94

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$kv^*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	7,10
MPts2 v=	$kv^*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$kv^*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	7,10

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

			SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5*\gamma*(H2+H3+H4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	28,81	37,45	39,51
Sq perm =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q*(H2+H3+H4+Hd)*ka$	(kN/m)	8,90	13,35	16,64

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St*cos\delta$	(kN/m)	26,58	34,56	37,37
Sqh perm =	$Sq perm*cos\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq acc*cos\delta$	(kN/m)	8,21	12,32	15,74

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St*sen\delta$	(kN/m)	11,10	14,44	12,80
Sqv perm =	$Sq perm*sen\delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq acc*sen\delta$	(kN/m)	3,43	5,14	5,39

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$1/2*g1*Hd2*1/2*\gamma1*Hd^2*kp+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
-----	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

			SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth*((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	31,02	40,32	43,60
MSt2 =	$Stv*B$	(kNm/m)	24,43	31,76	28,16
MSq1 perm =	$Sqh perm*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh acc*((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	14,37	21,56	27,55
MSq2 perm =	$Sqv perm*B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv acc*B$	(kNm/m)	7,55	11,32	11,86
MSP =	$\gamma1*Hd^3*kp/3+(2*c1*kp^{0.5}+\gamma1*kp*H2)*Hd^2/2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f)*(H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp+v)*(B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	163,11	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	$St_h + Sq_h + f$	46,88	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	=	$tg\phi_1'$	0,67	(-)
Fs scorr.		$(N \cdot f + Sp) / T$	2,35	> 1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	$M_m + M_t + M_{fext3}$	149,70	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	31,13	(kNm/m)
Fs ribaltamento		Ms / Mr	4,81	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			Nmin	Nmax [■]	
N	=	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$	163,11	186,36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	$St_h + Sq_h + f - Sp$	46,88	46,88	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)					
MM	=	$\sum M$	147,54	180,67	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)					
M	=	$X_c \cdot N - MM$	31,88	24,32	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriorme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd * H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,20	0,13	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1,81	1,94	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0,57	0,61	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0,55	0,55	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ))) ^{m+1}		0,43	0,43	(-)

(fondazione nastriorme m = 2)

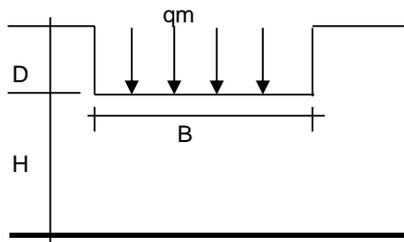
q _{lim}	(carico limite unitario)	526,37	529,28	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N _{min}	5,84	>	1,4
N _{max}	5,51	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	157,20	(kN/m)
M	18,29	(kNm/m)
e=M/N	0,12	(m)
B*	1,97	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,00	(m)
D/B* =	0,00	(m)
Hs/B* =	2,24	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 82,91 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma μ₀ = f(D/B)

$$\mu_0 = 0,965 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità μ₁ = f(H/B)

$$\mu_1 = 0,71 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0,75 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	28,81	28,81	35,91
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	10,04	10,04	11,54
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26,58	26,58	33,98
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	9,26	9,26	10,92
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11,10	11,10	11,64
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	3,87	3,87	3,74
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	31,02	31,02	39,64
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	10,81	10,81	12,74
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	24,43	24,43	25,60
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	8,51	8,51	8,23
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	166,82	(kN/m)	
---	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	52,49	(kN/m)	
---	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = $tg \phi_1'$	0,67	(-)	
------------------	------	-----	--

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	2,14	>	1,1
---	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	166,34	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	36,61	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	4,54	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v+ Ssq1v+ Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	166,82	166,82	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	52,49		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	139,40	139,40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	44,10	44,10	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
φI'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,26	0,26	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1,67	1,67	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ'))) ^m	(1 in cond. nd)	0,53	0,53	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0,51	0,51	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' * cotg(φ'))) ^{m+1}		0,38	0,38	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	458,23	458,23	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	4,59	>	1,4
		Nmax	4,59	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	28,81	28,81	35,91
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6,84	6,84	7,55
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26,58	26,58	33,98
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6,31	6,31	7,14
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11,10	11,10	11,64
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2,64	2,64	2,44
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^- + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - k_v) \cdot k_{ps}^- \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	31,02	31,02	39,64
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	7,36	7,36	8,33
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	24,43	24,43	25,60
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5,80	5,80	5,38
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^{+} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$		148,95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_tsh$		49,53	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$		0,67	(-)
Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$		2,03	>
				1,1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	166,34	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	54,33	(kNm/m)	
Fr =	Ms / Mr	3,06	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v+ Ssq1v+ Ps v + Ptsv	148,95	148,95	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	49,53		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	120,85	120,85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	42,99	42,99	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
φI'	angolo di attrito terreno di fondaz.	34,00		(°)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	18,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ²	sovraccarico stabilizzante	0,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,29	0,29	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1,62	1,62	(m)

I valori di N_c, N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N _q = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π * tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	29,44		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ')	(2+π in cond. nd)	42,16		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ')	(0 in cond. nd)	41,06		(-)

I valori di i_c, i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i _q = (1 - T / (N + B * c' * cot(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	0,51	0,51	(-)
i _c = i _q - (1 - i _q) / (N _q - 1)		0,49	0,49	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' * cot(φ))) ^{m+1}		0,36	0,36	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	431,56	431,56	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	4,70	>	1,4	
		Nmax	4,70	>		▲▲ ▲▲