

S.S. 260 "PICENTE"
LAVORI DI ADEGUAMENTO PLANO ALTIMETRICO
DELLA SEDE STRADALE

Lotto "3" – da San Pelino a Marana di Montereale (Aq)
Convenzione di Cofinanziamento ANAS – Regione Abruzzo – Provincia di L'Aquila in data 28/11/05 Rep. n°25597

CUP: F11B07000480001 – CIG: 665875741B

PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:



Sede di Firenze
 Viale G. Amendola n.6 int.3
 50121 Firenze – 0552001660
 www.politecnica.it

Direttore della Progettazione Responsabile Opere stradali ed idrauliche Ing. Marcello Mancone Ord. ing. di Firenze n.5723	Responsabile Opere Strutturali Coordinatore Sicurezza in fase di progettazione Ing. Tommaso Conti Ord. ing. di Pistoia n.1149/A	Responsabile Geologia Dott. Pietro Accolti Gil Ord. geol. della Toscana n.728	Direttore Tecnico Responsabile Opere Impiantistiche Ing. Francesco Frassinetti Ord. ing. Bologna n.5897/A	Responsabile Ambientale Arch. Maria Cristina Fregni Ord. arch. di Modena n.611
--	--	---	--	--

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. *FRANCESCO RUOCCO*

IMPRESA ESECUTRICE :

Responsabile di Commessa
 Geom. *Giacomo Giona*
 Direttore Tecnico
 Ing. *Mauro Martini*



08–OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO
08.2–MURI DI CONTRORIPA

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0718B E 1801	NOME FILE 08.11_P00_OS00_STR_RE02_A	Progr. ELAB. 08.11	REV.	SCALA:	
	CODICE ELAB. P00OS00STRRE02		A	–	
A	CONSEGNA LUGLIO 2018	07/2018	S.TRONCONI	T. CONTI	M.MANCONE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

INDICE.....	1
1. PREMESSA	2
2. ELABORATI DI PROGETTO.....	3
3. RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
4. MATERIALI	6
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE	7
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	10
6.1. Stratigrafia di riferimento e caratteristiche meccaniche dei terreni	10
6.2. Condizioni idrauliche al contorno	10
7. NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE.....	11
8. NORMATIVA: PROCEDURE E METODI	13
8.1. Verifica di capacità portante	13
8.2. Verifica a scorrimento e ribaltamento	13
8.3. Verifica di stabilità globale	14
9. ANALISI SISMICA.....	17
9.1. Determinazione dell'azione sismica di normativa: metodo pseudostatico	17
10. METODO DI CALCOLO E MODELLI.....	18
10.1. Carichi.....	18
10.2. Sezioni di calcolo di riferimento	18
11. MURO TIPO 4 – H = 3.50 m	19
12. MURO TIPO 2 – H = 2.50 m	29
13. MURO TIPO 1 – H = 1.50 m	38
14. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE.....	47
15. VERIFICA UPL.....	53
16. VERIFICA HYD	53

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di calcolo di tutti i muri di controripa presenti lungo l'adeguamento piano-altimetrico della strada statale n°260 "Picente"- Lotto 3 da San Pelino a Marana di Montereale (AQ).

In particolare nel presente documento verranno affrontati i seguenti aspetti:

- richiamare la stratigrafia di progetto;
- richiamare le proprietà meccaniche dei terreni a tergo del muro e in fondazione;
- verificare la rispondenza delle opere alle prescrizioni della normativa vigente.

2. ELABORATI DI PROGETTO

L'analisi degli aspetti geotecnici viene condotta con riferimento ai seguenti elaborati:

08-OPERE D'ARTE MINORI - OPERE DI SOSTEGNO
08.2-MURI DI CONTRORIPA
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
SEZIONI TIPO
SEZIONI TIPO PANNELLO PREFABBRICATO
MURO DI CONTRORIPA 1
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 2
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI
MURO DI CONTRORIPA 3
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 4
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 5
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 6
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 7
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 8
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI
MURO DI CONTRORIPA 9
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 10
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI
MURO DI CONTRORIPA 11
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI

MURO DI CONTRORIPA 12
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 13
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 14
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2
MURO DI CONTRORIPA 15
PLANIMETRIA E PROSPETTO
SEZIONI - TAV. 1/2
SEZIONI - TAV. 2/2

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

La stesura della relazione viene compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 -Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617 -Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- NT_03 D.M. 11 Marzo 1988: "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- NT_04 Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Dir. Centr. Tecn. N° 97/81.
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - "Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali"
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5:2002 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"
- UNI EN 14490 - Lavori geotecnici speciali: Chiodatura del terreno (Soil Nailing)
- UNI EN 14475 - Lavori geotecnici speciali: Terra rinforzata - UNI EN 14487-1 – Calcestruzzo proiettato: definizioni, specificazioni e conformità - UNI EN 14487-2 – Calcestruzzo proiettato: esecuzione

4. MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali richiamati e utilizzati nel progetto.

Calcestruzzo pali: C25/30

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} \geq 30$	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} \geq 25$	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} \geq 1.82$	N/mm ²
Coefficiente per resistenze di lunga durata:	$\alpha_{cc} = 0.85$	
Coefficiente parziale del calcestruzzo:	$\gamma_c = 1.5$	
compressione di calcolo:	$f_{c,cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$	N/mm ²

Acciaio ordinario B450C

tensione di snervamento caratteristica:	$f_{s,yk} = 450$	N/mm ²
tensione di rottura caratteristica:	$f_{s,tk} = 540$	N/mm ²
fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma = 1.15$	
tensione di calcolo:	$f_{s,yd} = f_{s,yk} / \gamma = 391$	N/mm ²

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Lungo l'intera strada di progetto sono previsti n°15 tratti con muri di controripa di altezze variabili. In tutti i suddetti tratti i muri di controripa sono stati dimensionati secondo 4 differenti tipologie. Le pareti dei muri in oggetto sono prefabbricati e a moduli a T.

- **Sezione Tipo 4**

Muro di altezza costante $h=3.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 70° e realizzazione di chiodatura

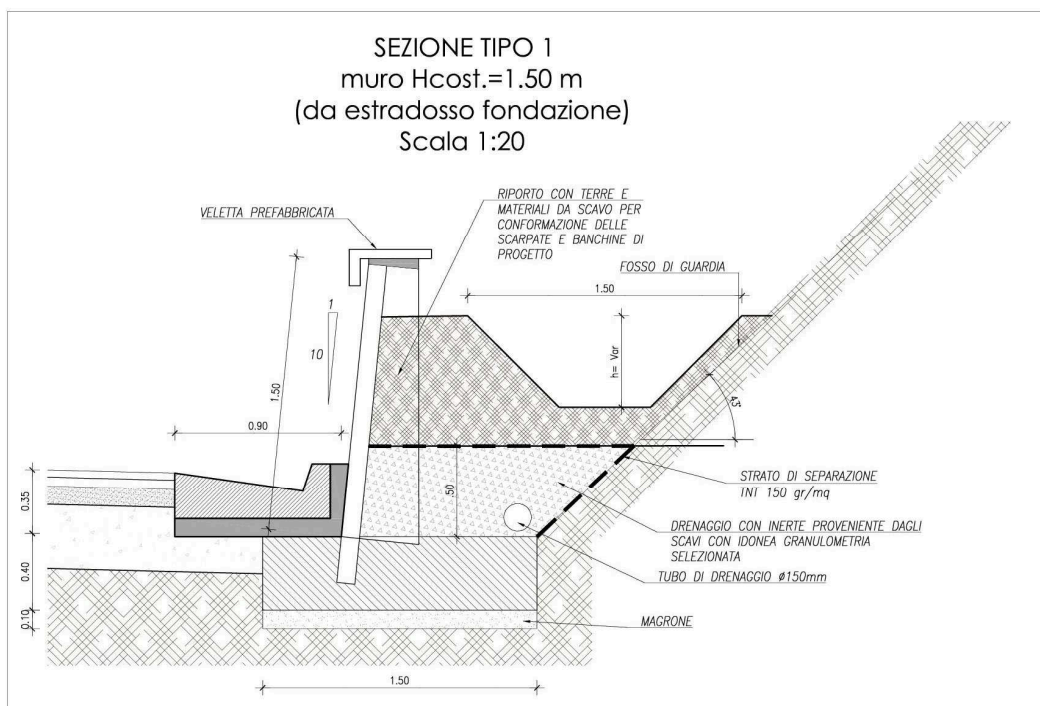


Figura 1 – Sezione tipo 4

- **Sezione Tipo 3**

Muro di altezza variabile da $h=2.50$ m a $h=3.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 70° e realizzazione di chiodatura

MURI DI CONTRORIPA - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

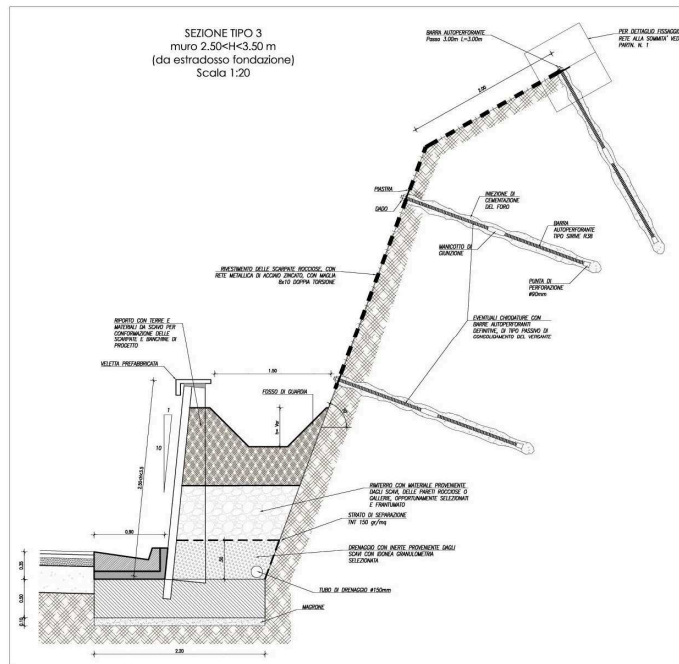


Figura 2 – Sezione tipo 3

- **Sezione Tipo 2**

Muro di altezza variabile da $h=1.50$ m a $h=2.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 45°

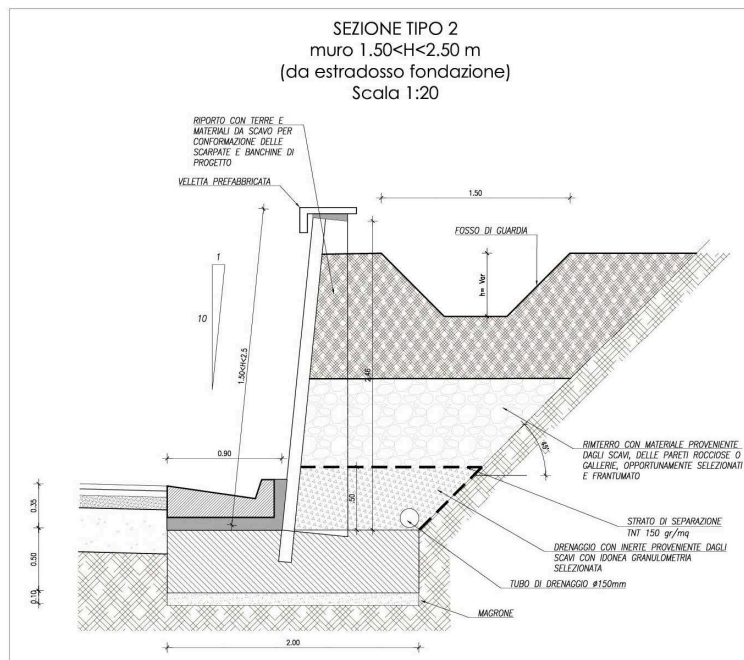


Figura 3 – Sezione tipo 2

- **Sezione Tipo 1**

Muro di altezza costante $h=1.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 45°

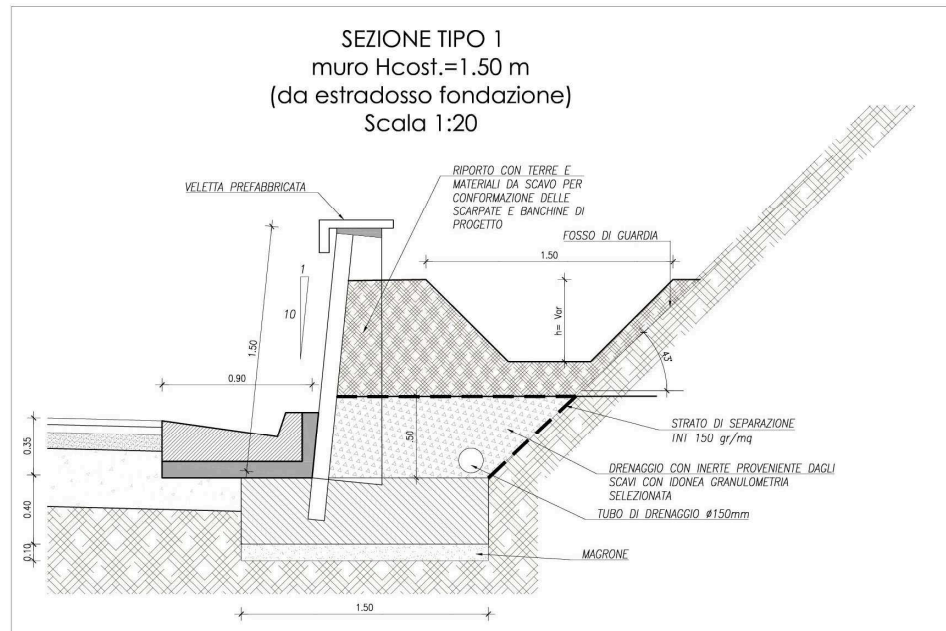


Figura 4 – Sezione tipo 1

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1. Stratigrafia di riferimento e caratteristiche meccaniche dei terreni

Con riferimento alle spinte agenti sui muri di controripa, a tergo delle opere sarà messo in opera un materiale di riempimento opportunamente costipato.

Le caratteristiche meccaniche assegnate al materiale di riempimento sono di seguito riportate:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi = 35^\circ$
- $c = 0 \text{ kPa}$

Al terreno di fondazione, cautelativamente, sono stati assegnati i seguenti parametri geotecnici:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi = 30^\circ$
- $c = 0 \text{ kPa}$
- $E = 20 \text{ MPa}$

6.2. Condizioni idrauliche al contorno

La falda risulta assente entro le profondità di interesse.

7. NORMATIVA: ESITO DELLE VERIFICHE EFFETTUATE

Le analisi per il dimensionamento dell'opera sono svolte secondo la metodologia degli stati limite. Per la normativa vigente Le opere strutturali devono essere verificate:

- per gli stati limite ultimi che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni;
- per gli stati limite di esercizio definiti in relazione alle prestazioni attese.

VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Nelle verifiche allo **Stato Limite Ultimo** deve essere rispettata la seguente relazione:

$$E_d < R_d$$

dove E_d sono le azioni di progetto agenti sul sistema considerato, R_d la resistenza di progetto del sistema considerato. Inoltre, valgono le seguenti relazioni:

$$E_d = \gamma_E E_k \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R_k \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $E_d = \gamma_E E_k$, dei parametri di progetto $X_d = X_k / \gamma_M$ e della geometria di progetto a_d . Nella formulazione di R_d compare esplicitamente il coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Con riferimento al paragrafo al punto C.6.2.3.1 della Circolare 2 Febbraio 2009, n.617 – C.S.L.L. le verifiche svolte riguardano tutti i seguenti tipi di Stato Limite Ultimo:

- **EQU** (perdita di equilibrio della struttura, del terreno o dell'insieme terreno-struttura, considerati come corpi rigidi);
- **STR** (raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione);
- **GEO** (raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura);
- **UPL** (perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla sottospinta dell'acqua, galleggiamento);
- **HYD** (erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici).

I risultati delle verifiche, come si dimostrerà nel seguito della relazione, sono i seguenti

1.	VERIFICA EQU	SODDISFATTA;
2.	VERIFICA STR	SODDISFATTA;
3.	VERIFICA GEO	SODDISFATTA;
4.	VERIFICA UPL	NON NECESSARIA- FALDA ASSENTE
5.	VERIFICA HYD	NON NECESSARIA- FALDA ASSENTE

VERIFICHE STATO LIMITE DI ESERCIZIO

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 2.2 della normativa, sono elencati nel seguito:

- a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione;

Nel presente caso vista la tipologia di opere sono state svolte unicamente le prime a) ed e) dal momento che

- Gli spostamenti attesi sono nulli;
- Non si prevedono vibrazioni significative sull'opera;
- Il copriferro adottato e la limitata fessurazione [vedi verifica a)] garantiscono circa eventuali fenomeni di corrosione delle armature.

Le verifiche effettuate hanno dato il seguente esito:

1	DANNEGGIAMENTI LOCALI	SODDISFATTA;
2	DANNI PER FATICA	SODDISFATTA;

8. NORMATIVA: PROCEDURE E METODI

8.1. Verifica di capacità portante

La capacità portante P_{lim} delle fondazioni del muro è stata calcolata utilizzando l'espressione trinomia di Brinch Hansen, ovvero:

$$P_{lim} = 0.5 \gamma' t B' N_g S_g I_g G_g + c' N_c S_c I_c G_c + q'_o N_q S_q I_q G_q$$

dove:

$\gamma' t$ = peso di volume efficace del terreno di fondazione;

$c' \phi'$ = parametri del terreno di fondazione in condizioni drenate;

B' = dimensione efficace della fondazione, funzione dell'eccentricità dei carichi.

q'_o = pressione efficace litostatica verticale al livello del piano di posa della fondazione;

$N_g N_c N_q$ = Fattori di capacità portante funzione dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

$S_g S_c S_q$ = Fattori di forma dipendenti dal rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

$I_g I_c I_q$ = Fattori di inclinazione del carico dipendenti dall'inclinazione della risultante dei carichi e dall'adesione sull'area efficace della fondazione;

$G_g G_c G_q$ = Fattori di inclinazione del piano campagna;

I calcoli, opportunamente riferiti ai valori di progetto del carico agente e dei parametri geotecnici, hanno fornito il carico limite di progetto, da confrontare con le azioni di progetto.

La verifica nei confronti dello SLU per raggiungimento del carico limite è stata svolta con riferimento alla combinazione:

$$A1+M1+R3$$

R3 è il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (vedi tabella 6.8.I delle NTC2008, riportata qui di seguito):

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 1: Coefficienti parziali per le verifiche a carico limite delle fondazioni di muri di sostegno.

8.2. Verifica a scorrimento e ribaltamento

La resistenza allo scorrimento è stata calcolata moltiplicando la risultante delle forze verticali di progetto (peso delle strutture, peso del terreno a monte, carichi) per la tangente dell'angolo d'attrito di progetto.

$$F = N \cdot \tan(\phi_d)$$

La verifica nei confronti dello SLU per raggiungimento del carico limite è stata svolta con riferimento alla combinazione:

$$A1+M1+R3$$

La verifica a ribaltamento infine è stata svolta, sempre con riferimento alla combinazione

EQU+M2

confrontando la somma dei momenti ribaltanti di progetto con la somma dei momenti stabilizzanti, calcolati rispetto al punto più a valle della fondazione.

8.3. Verifica di stabilità globale

Le analisi di stabilità hanno seguito l'approccio indicato nelle Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), adottando pertanto coefficienti riduttivi per le caratteristiche di resistenza dei terreni secondo l'approccio M2.

Per tutte le verifiche condotte è stata quindi verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove per Ed si intende lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento critica e per Rd la resistenza al taglio disponibile.

Le Nuove Norme Tecniche prevedono inoltre che la resistenza al taglio disponibile sia ulteriormente ridotta attraverso un coefficiente gr (approccio A2+M2+R2) che nel caso di verifiche di stabilità risulta essere pari a 1.1.

Pertanto, sia le analisi statiche che quelle sismiche si ritengono superate se il coefficiente di sicurezza ottenuto dal calcolo (pari a Rd/Ed) risulterà superiore a 1.1.

Le verifiche di stabilità con i metodi dell'equilibrio limite rispondono a requisiti di semplicità e rapidità e sono correntemente impiegate, malgrado le loro limitazioni, nella pratica professionale e nella ricerca; ognuno dei metodi disponibili fornisce un'equazione finale che permette di determinare il coefficiente di sicurezza (Tancredi, 1996).

Ogni metodo assume una serie di ipotesi semplificative così da poter rendere risolvibile il sistema di equazioni che, come vedremo, risulta essere staticamente indeterminato.

Alcuni di questi metodi sono stati risolti con metodo iterativo, vale a dire creando una procedura di calcolo che facilita la loro implementazione su macchina. Tra questi ci interessa maggiormente approfondire il metodo implementato dal programma di calcolo SLOPE/W, che è il metodo di Bishop (1955) e la sua semplificazione.

Le analisi di stabilità che adottano tali metodi sono quelle dell'equilibrio limite globale. Tale verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura si suddivide in concii la parte instabile, si studia dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi si passa alla stabilità globale.

Dato l'elevato numero di incognite, ogni metodo assume delle ipotesi semplificative che rendono risolvibile il sistema e sono proprio tali ipotesi che differenziano un metodo dall'altro.

Esistono diverse formulazioni ascrivibili a diversi autori per il calcolo e la soluzione di problemi relativi alla stabilità dei pendii tramite metodi dell'equilibrio limite, tutti questi metodi si basano su ipotesi comuni, che sono:

- Il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;

- La rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- Il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- La resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Nell'utilizzare tali metodi di calcolo si fa sempre riferimento a problemi piani nei quali, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva e si trascura ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia (Tancredi, 1996).

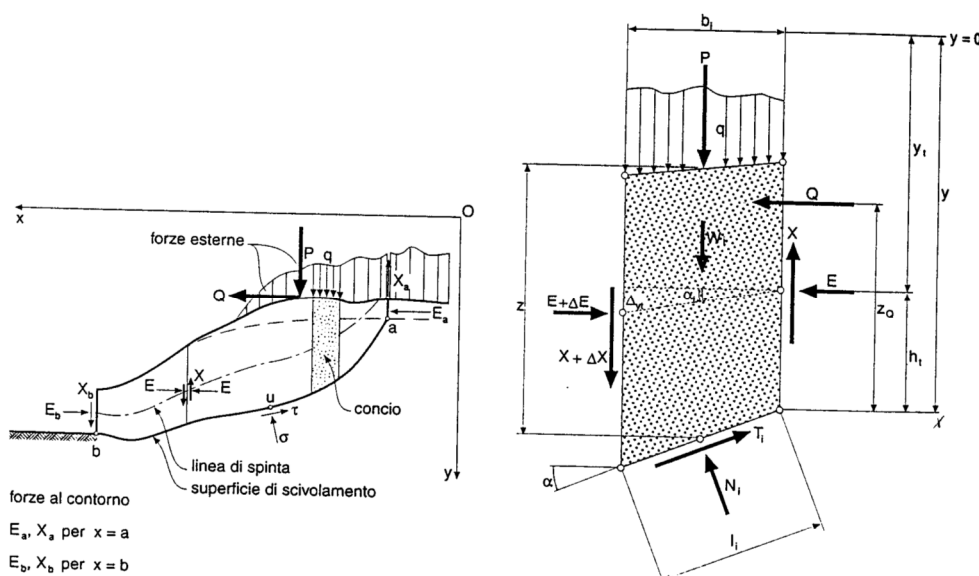


Figura 1: Metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso W , l'azione tangenziale alla base T , l'azione normale efficace alla base N , la spinta dell'acqua sulla base U , gli sforzi tangenziali X e quelli normali E sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in n conci, si hanno a disposizione $3n$ equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere $5n-2$ così composte:

- n valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$ valori per ciascuna delle forze d'interfaccia (X ed E)
- $n-1$ valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- n valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno $2n-2$ incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato, per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse caso per caso e sono queste stesse che caratterizzano un metodo da un altro. L'esistenza di molti metodi di calcolo porta alcune volte alla indeterminatezza della soluzione, è bene quindi sottolineare che da studi comparativi effettuati per indagare la risposta dei diversi metodi di calcolo, indicano che, quelli che soddisfano tutte le condizioni di equilibrio danno sostanzialmente gli stessi risultati in termini di coefficiente di sicurezza, o meglio che non differiscono tra loro più del 5% (Duncan,1980).

9. ANALISI SISMICA

9.1. Determinazione dell'azione sismica di normativa: metodo pseudostatico

Nell'ambito delle verifiche di stabilità condotte secondo i metodi dell'equilibrio limite, l'azione sismica può essere introdotta come una azione esterna equivalente di tipo statico, calcolabile secondo le espressioni:

$$F_H = \pm k_H W;$$

$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

essendo F_H ed F_V rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, e W il peso della massa stessa.

Per la determinazione del coefficiente di intensità sismica k_H le Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate il 14/01/2008, forniscono la formula seguente:

$$k_H = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

In cui la a_g è il valore di accelerazione atteso nel sito specifico per un evento sismico associabile ad un determinato tempo di ritorno; gli altri fattori rappresentano dei coefficienti correttivi rappresentativi della azione amplificativa locale, funzione principalmente della litologia e della morfologia.

Pertanto noti allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$a_g = 0.33$$

$$F_0 = 2.396$$

è possibile calcolare il coefficiente amplificativo S_s (categoria di suolo B) che risulta pari a: $S_s = 1.084$

Per quanto concerne il fattore amplificativo S_T , rappresentativo della topografia del sito, è stato adottato un coefficiente pari a 1.2, corrispondente alla categoria T2.

Ulteriore fattore da determinare è lo smorzamento β_s per il quale la normativa prevede una variabilità a seconda della a_g attesa e della tipologia di terreno, secondo la seguente tabella.

Tabella 2: variabilità del fattore di smorzamento β_s

	Categorie di suolo di fondazione	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g (g) \leq 0.4$	0.31	0.31
$0.1 < a_g (g) \leq 0.2$	0.29	0.24
$a_g (g) \leq 0.1$	0.20	0.18

Nel caso specifico β_s è pari a 0.31.

Concludendo, il coefficiente di intensità sismica da introdurre nelle verifiche di stabilità eseguite secondo il metodo pseudostatico, è dato dal prodotto dei seguenti fattori, come ricavati fin qui:

$$a_g = 0.330$$

$$S_s = 1.084$$

$$S_T = 1.20$$

$$\beta_s = 0.31$$

Risulta quindi:

- k_H pari a 0.133
- k_v pari a ± 0.0665

10. METODO DI CALCOLO E MODELLI

10.1. Carichi

Trattandosi di muri di controripa, non sono stati considerati carichi accidentali esterni.

10.2. Sezioni di calcolo di riferimento

Per il dimensionamento di utilizzano n°3 tipologie di muro.

Pertanto sono state eseguite le verifiche considerando le seguenti altezze di spinta:

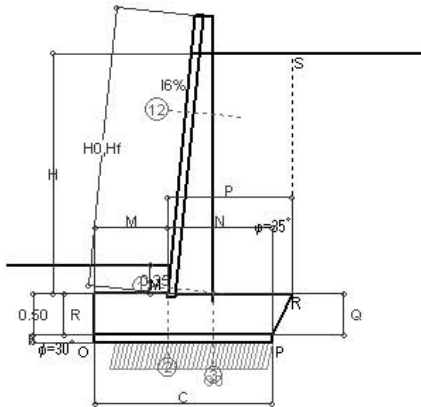
- Tipologia n°4: muro di altezza costante $h=3.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 70° e realizzazione di chiodatura;
- Tipologia n°3: muro di altezza variabile da $h=2.50$ m a $h=3.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 70° . Verifica omessa in quanto rientra nella tipologia n°4;
- Tipologia n°2: muro di altezza variabile da $h=1.50$ m a $h=2.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 45° .
- Tipologia n°1: muro di altezza costante $h=1.50$ m (da estradosso fondazione) con scavo a tergo inclinato di 45° .

Nelle immagini seguenti sono riportati i dati geometrici e i parametri di input delle 3 sezioni analizzate.

11. MURO TIPO 4 – H = 3.50 m

TENSITER

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

H _m = 3,48 m	Prefabbricato tipo u35CL	H ₀ = 3,50 m
C = 2,20 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 3,00 m
F = 0,10 m	Sovraccarico sul rilevato	S ₀ = 0,0 kNm ²
M = 0,90 m	Angolo d'attrito della terra	ψ = 35°
N = 1,30 m	Peso specifico della terra	P ₀ = 18,0 kNm ³
P = 1,55 m	Peso specifico del calcestruzzo	Q ₀ = 25,0 kNm ³
Q = 0,50 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R ₀ = 0,58
R = 0,50 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	l ₀ = 0,0%
	Scarpa della facciata del pannello	l ₁ = 10,0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K ₁ = 0,271
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 3,00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	α ₃ = 0,00°
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	K ₃ = 0,096

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1,3	28,5	45,7	0,0	0,0
Peso parete prefabbricata x 1,3	0,0	0,0	15,6	18,1
Peso terra e sovraccarico x 1,3=1,5	0,0	0,0	87,0	158,7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1,3	4,5	1,3	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1,3	0,0	0,0	44,9	51,8
TOTALI (GEO e STR)	S₃ = 33,0	M₃ = 47,0	P₃ = 147,6	M₃ = 228,6

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione:	G ₀ = 147,6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio:	C ₃ = 1,94 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff:			σ ₁ = 0,076 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale:			β = 12,6°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	R _d = 147,6 * 0,58 = 85,6 > E _d = 33		

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm: 0,55
 K₀ = 0,204

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{EdU} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α°, dtg⊙	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. e infer. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricent- rico	V _{Rd}		
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² m	kNm	kN		
1	25,2	25,2	28,8	17,1	57,7	49,7	114,0	14,0	90°, 1,0	3,89	7,10	4,52	4,02	139,9	64,7		
2	-4,8	-7,4	13,6	38,8	50,0	45,2	125,0	125,0	90°, 1,0	4,30	2,26	7,84	15,64	-137,4	248,9		
3	9,7	15,4	6,0	29,1	50,0	44,0	125,0	125,0	-	3,90	6,64	3,14	3,87	112,7	208,9		
12	0,2	0,3	6,3	0,9	35,6	26,1	112,4	12,4	73°, 1,0	1,86	3,08	0,79	3,96	32,1	44,5		

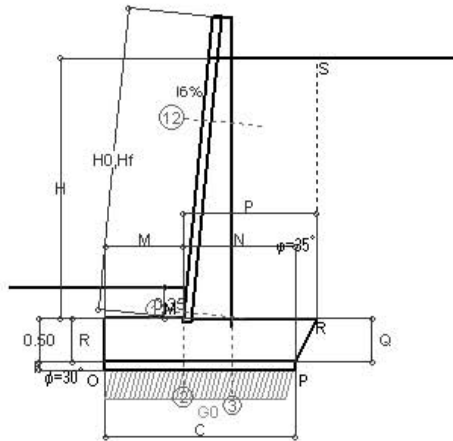
(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers 2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_o = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_o = 0,0$ kNm ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(tan\phi / 1,25) = 29,26^\circ$	
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_o = 18,0$ kNm ³
$P = 1,55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_o = 25,0$ kNm ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_o = 0,464$
$R = 0,50$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_g = 0,0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_a = 10,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0,343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3,00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_g = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0,143$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KNm	KN	KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1	27,8	44,5	0,0	0,0
Peso parete prefabbricata x 1	0,0	0,0	12,0	13,9
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0,0	0,0	66,9	122,1
Spinta della terra sulla fondaz. x1	5,1	1,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	0,0	0,0	34,6	39,9
TOTALI (GEO)	$S_g = 32,9$	$M_g = 46,0$	$P_g = 113,5$	$M_g = 175,9$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	36,2	50,6		182,7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 113,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2,11$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,054$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16,2^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$R_d = 113,5 * 0,464 = 52,7 > E_d = 36,2$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$R_d = 175,9 > E_d = 50,6$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm $0,56$
 $K_0 = 0,265$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. tra stata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_{eff} larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, dg \ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² m	kN.m	kN	
1	25,8	25,8	22,9	17,7	57,7	49,7	114,0	14,0	90°, 1,0	3,86	7,10	4,52	4,02	139,2	64,6	
2	-9,1	-11,6	15,8	37,7	50,0	45,2	125,0	125,0	90°, 1,0	4,31	2,26	7,84	15,64	-137,9	248,9	
3	6,7	11,9	7,2	26,5	50,0	44,0	125,0	125,0	-	3,91	6,64	3,14	3,87	112,9	209,0	
12	0,2	0,4	4,9	1,0	35,6	26,1	112,4	12,4	73°, 1,0	1,85	3,08	0,79	3,96	32,0	44,5	

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

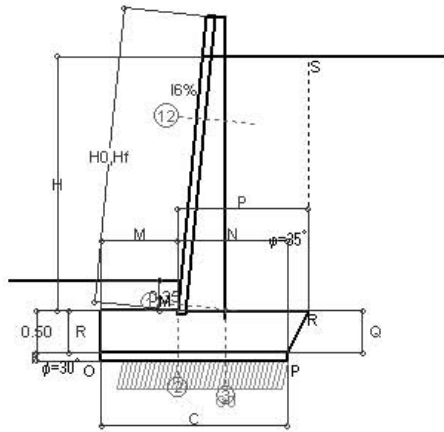
06.06.2018

Compilato

con il programma Tensiter Muri 2008® vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_0 = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kNm ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kNm ³
$P = 1,55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kNm ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_0 = 10,0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,00$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_2 = 0,096$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	35,12	0,00	0,00
0,00	0,00	12,02	13,92
0,00	0,00	66,95	122,08
3,43	1,03	0,00	0,00
0,00	0,00	34,56	39,87
$S_0 = 25,38$	$M_0 = 36,15$	$P_0 = 113,53$	$M_0 = 175,86$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ Ribaltamento rispetto a 'O': $M_8 / M_9 = 4,865$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,595
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 113,53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1,94$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,38

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0,204$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19,5	22,1	16,5	114,0	57,7	49,0	8,19	4,52	44	1,32	38	0,000
2	-3,7	10,5	29,9	125,0	50,0	45,2	2,26	7,84	4	0,21	38	0,000
3	37,3	-95,2	38,0	125,0	50,0	44,0	6,64	3,14	210	2,55	38	0,000
12	0,1	4,9	0,6	112,4	35,6	26,1	3,08	0,79	0	0,05	38	0,000

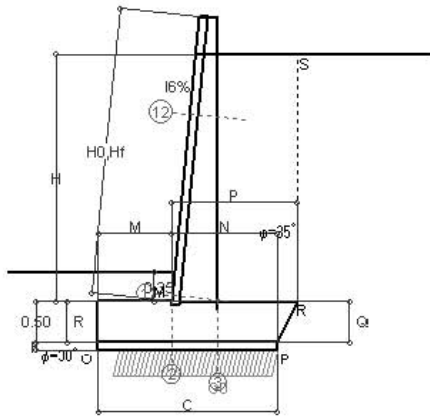
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_0 = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kNm ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kNm ³
$P = 1,55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kNm ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_0 = 10,0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3,00$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0,096$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	35,12	0,00	0,00
0,00	0,00	12,02	13,92
0,00	0,00	66,95	122,08
3,43	1,03	0,00	0,00
0,00	0,00	34,56	39,87
$S_0 = 25,38$	$M_0 = 36,15$	$P_0 = 113,53$	$M_8 = 175,86$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = \text{Ribaltamento rispetto a 'O': } M_8 / M_9 = 4,865$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2,595$
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 113,53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1,94$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_1 = 0,059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,38

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0,204$

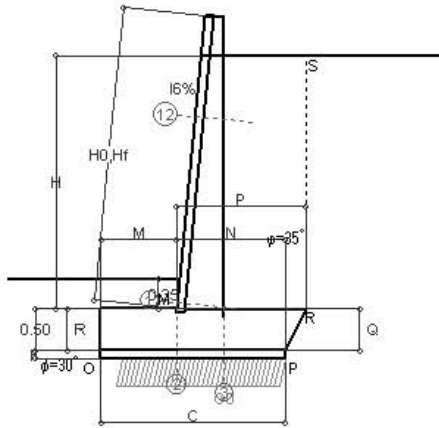
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ ϕ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19,5	22,1	16,5	114,0	57,7	49,0	8,19	4,52	44	1,32	38	0,000
2	-3,7	10,5	29,9	125,0	50,0	45,2	2,26	7,84	4	0,21	38	0,000
3	37,3	-95,2	38,0	125,0	50,0	44,0	6,64	3,14	210	2,55	38	0,000
12	0,1	4,9	0,6	112,4	35,6	26,1	3,08	0,79	0	0,05	38	0,000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma Italia D.M. 14/108

TENSITER

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_0 = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0,90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0,0$ kNm ²
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18,0$ kNm ³
$P = 1,55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25,0$ kNm ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$l_6 = 10,0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0,271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_0 = 3,00$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_0 = 0,096$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
21,95	35,12	0,00	0,00
0,00	0,00	12,02	13,92
0,00	0,00	66,95	122,08
3,43	1,03	0,00	0,00
0,00	0,00	34,56	39,87
$S_0 = 25,38$	$M_0 = 36,15$	$P_0 = 113,53$	$M_0 = 175,86$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ Ribaltamento rispetto a 'O': $M_8 / M_9 = 4,865$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2,595
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 113,53$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1,94$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0,059$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12,6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0,38

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0,204$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ $\phi_{stabile}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	19,5	22,1	16,5	114,0	57,7	49,0	8,19	4,52	44	1,32	38	0,000
2	-3,7	10,5	29,9	125,0	50,0	45,2	2,26	7,84	4	0,21	38	0,000
3	37,3	-95,2	38,0	125,0	50,0	44,0	6,64	3,14	210	2,55	38	0,000
12	0,1	4,9	0,6	112,4	35,6	26,1	3,08	0,79	0	0,05	38	0,000

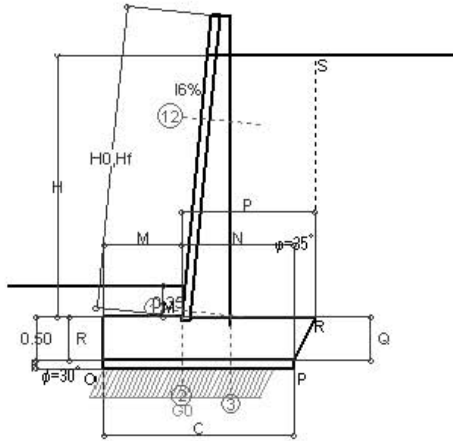
(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 6: Verifica sismica

Comune di Montereale



Angolo di rotazione sismica $\theta = 8,11^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0,133$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0,067$

Dati	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0,33$
$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_0 = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,00$ m
$F = 0,10$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_0 = 0,0$ kNm ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan\phi/1,25) = 29,26^\circ$	
$N = 1,30$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0,464$
$P = 1,55$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0,429$
$Q = 0,50$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0,31$
$U_1 = 0,0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_a = 0,0\%$
$R = 0,50$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_b = 0,0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_c = 10,0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,403$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 19,26^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0,222$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	30,8	49,3	10,8	26,4
Peso parete prefabbricata x 1	1,6	3,4	12,0	13,9
Peso terra e sovraccarico x 1	8,9	20,2	66,9	122,1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7,9	2,4	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1	4,6	3,7	34,6	39,9
TOTALI (GEO)	53,8	79,1	124,3	202,3

TOTALI (E QU) con i coeff. di tab. 3

$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_6 =$
53,8	79,1	124,3	202,3

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea appoggia sul terreno solo sul lato esterno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 124,3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_8 = 1,98$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_1 = 0,063$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 23,4^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 124,3 * 0,464 = 57,7 > E_d = 53,8$
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 202,3 > E_d = 79,1$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0,364$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, dtg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} biassiale	V_{Rd}
1	39,5	39,5	26,5	25,9	57,7	49,7	114,0	14,0	90°, 1,0	3,87	7,10	4,52	4,02	139,6	62,4
2	-13,7	-17,5	28,3	54,8	50,0	45,2	125,0	125,0	90°, 1,0	4,39	2,26	7,84	15,64	-140,7	248,9
3	11,9	21,7	15,7	49,2	50,0	44,0	125,0	125,0	-	3,96	6,64	3,14	3,87	114,9	210,2
12	0,8	1,0	5,2	2,0	35,6	26,1	112,4	12,4	73°, 1,0	1,85	3,08	0,79	3,96	32,0	44,1

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m. 06.06.2018 Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione. Norma: Italia: D.M.14/1.08

Portanza della fondazione

Prefabbricato tipo u35CL

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

		Fondo di uno scavo di sbancamento profondo			
ϕ	Natura di terreno di fondazione	gradi	30,0°	$\phi = \text{rad}$	0,5236
c	Angolo d'attrito nominale	kN/m ²	0		
γ	Coesione drenata	kN/m ³	19,00		
ϵ	Peso specifico	%	0,0%	$\epsilon = \text{rad}$	0,0000
ϵ	Inclinazione del terreno a valle				

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0,35		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0,10		
ϵ	Inclinazione del letto di posa	%	0,0%	$\alpha = \text{rad}$	0,0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	147,6	113,5	124,3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12,60°	16,18°	23,42°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	33,0	32,9	53,8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1,94	2,11	1,98
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0,5236	0,4327	0,4327
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0,97	1,06	0,99
D	Affondamento = E + F + Q - M * I7	m	0,95	0,45	0,45
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	228,58	47,93	27,24
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi / 2) e^{\pi \tan \phi}$		18,40	10,43	10,43
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1,14	1,07	1,07
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0,60	0,50	0,32
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \phi)^{0,35}$		-	-	0,888
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0,00	0,00	0,00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$		30,14	20,42	20,42
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \phi)$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi)$		1,15	1,07	1,08
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi)$		1,00	1,00	1,00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi)$		0,58	0,45	0,25
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0,34 K_h$		-	-	0,955
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	193,16	75,84	32,13
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi$		22,40	10,56	10,56
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1,00	1,00	1,00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1,00	1,00	1,00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi)^2$		1,00	1,00	1,00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N) m + 1$		0,47	0,36	0,18
	$m = 2$		2,00	2,00	2,00
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \phi)^{0,35}$		-	-	0,888
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0,422	0,124	0,059
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1,4	1,0	1,0
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	584,0	261,5	117,6
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	147,6	113,5	124,3

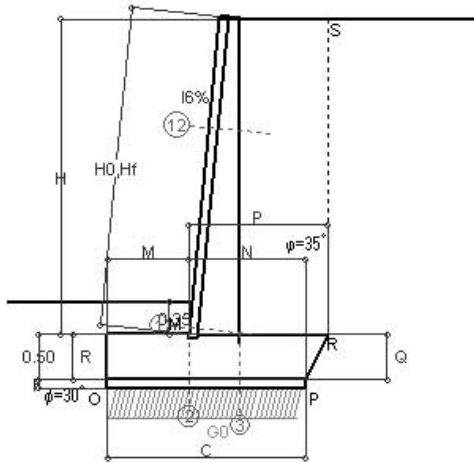
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)

06/06/2018

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITED

Scheda 8: A1+M1+R1 con profilo maggiorato



Dati

$H_m = 3,48$ m	Prefabbricato tipo u35CL	$H_D = 3,50$ m
$C = 2,20$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3,45$ m
$F = 0,10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_D = 0,0$ kNm ²
$M = 0,90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\psi = 35^\circ$
$N = 1,30$ m	Peso specifico della terra	$P_D = 18,0$ kNm ³
$P = 1,55$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_D = 25,0$ kNm ³
$Q = 0,50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_D = 0,58$
$R = 0,50$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_g = 0,0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_g = 10,0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0,271$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_D = 0,00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0,096$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1,3	37,7	66,0	0,0	0,0
Peso parete prefabbricata x 1,3	0,0	0,0	15,6	18,1
Peso terra e sovraccarico x 1,3+1,5	0,0	0,0	100,0	182,4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1,3	5,1	1,5	0,0	0,0
Peso della fondazione x 1,3	0,0	0,0	44,9	51,8
TOTALI (GEO e STR)	42,8	67,6	160,5	252,4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 160,5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_8 = 2,10$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_t = 0,077$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 14,9^\circ$
 Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 160,5 * 0,58 = 93,1 > E_d = 42,8$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_D = 0,204$ Freccia in cima al pannello mm: 1,15

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Edu} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg } \ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. r. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}		
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kNm	kN		
1	38,8	38,8	32,2	22,2	57,7	49,7	114,0	14,0	90°, 1,0	3,91	7,10	4,52	4,02	140,4	63,8		
2	-13,4	-17,1	20,3	54,3	50,0	45,2	125,0	125,0	90°, 1,0	4,34	2,26	7,84	15,64	-138,9	248,9		
3	8,5	16,1	9,8	38,4	50,0	44,0	125,0	125,0	-	3,93	6,64	3,14	3,87	113,5	209,4		
12	1,4	1,7	7,3	2,8	35,6	26,1	112,7	12,7	73°, 1,0	1,86	3,08	0,79	3,96	32,2	43,9		

(1) Grandezze su un pannello largo 1,25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter "Muri 2008" vers 2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

MURI DI CONTRORIPA - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

TENSITER

Scheda 9 - Verifica dello spessore della parete

Dati: Prefabbricato tipo u35CL

Serie del muro:	CL	A1+M1	A2+M2	Sisma	Altezza nominale del muro H0	3,50 m
Coefficiente di spinta (componente orizzontale):	0,204	0,265	0,364		Altezza della terra spingente H	3,00 m
Peso specifico della terra	18,00	18,00	18,00	kN/m ³	Spessore in cima alla parete	10,0 cm
Sovraccarico sul rilevato vicino alla parete:	0,00	0,00	0,00	kN/m ²	Spessore alla base della parete	10,0 cm
Coefficienti moltiplicativi azioni	$\psi_1 =$ 1,3	1,0	1,0		Copriferro + tolleranza posizione + raggio tondino	4,0 cm
	$\psi_s =$ 1,5	1,3	0		Diametro del ferro [13] = trasversale corto	8,0 mm
Pressione della terra alla base della parete	14,3	14,3	19,7	kN/m ²	Condizione più gravosa per la parete, assunta nel calcolo:	Sisma

Verifica SLU nella condizione più gravosa a ogni profondità tra A1+M1, A2+M2, Sisma. L'armatura può essere costruita in due modi:

a) Armatura costituita dai ferri [13] e [14], alternati, lontani tra loro "dist.Fe"

z m	Press kN/m ²	Sbalzo cm	M1 kN.m	T1 kN	H1 _{min} cm	Y1 cm	dist.Fe cm	A1 cm ² /m	braccio cm	Mrd* kN.m	M1/Mrd	Trd* kN	T1/Trd
1	3,3	55,9	0,51	1,8	10,00	6,0	20	2,51	5,65	5,56	0,092	36,0	0,051
2	9,8	55,4	1,51	5,4	10,00	6,0	18	2,79	5,61	6,13	0,246	37,3	0,146
3	16,4	54,8	2,46	9,0	10,00	6,0	15	3,35	5,54	7,26	0,339	39,6	0,227

*Mrd e Trd sono calcolati con il DM 14/1/2008 Con l'EC2 Trd cresce del 9% circa

b) Armatura costituita dalla rete $\Phi 8$ passo 20 cm e dai ferri [13] lontani tra loro "dist.Fe"

N.B. La distanza "dist.Fe" archiviata nella tabella è quella per le serie NM e NP. Per avere il calcolo per la serie NL spostare la colonna citata di una cella verso il ba

z m	Press kN/m ²	Sbalzo cm	M1 kN.m	T1 kN	H1 _{min} cm	Y1 cm	dist.Fe cm	A1 cm ² /m	braccio cm	Mrd* kN.m	M1/Mrd	Trd* kN	T1/Trd
1	3,3	55,9	0,51	1,8	10,00	6,0	-	2,51	5,65	5,56	0,092	36,0	0,051
2	9,8	55,4	1,51	5,4	10,00	6,0	100	3,02	5,58	6,59	0,229	38,2	0,142
3	16,4	54,8	2,46	9,0	10,00	6,0	50	3,52	5,51	7,59	0,324	40,2	0,223

Significato delle colonne delle tabelle

Tutte le grandezze riportate in una riga si riferiscono alla verifica di una sezione di incastro dell'ala della parete sulla costola

z Profondità della sezione su cui è fatta la verifica rispetto alla cima nominale del muro

Press Pressione della terra sulla parete. E' calcolata senza dedurre la riduzione di spinta per l'effetto arco della terra, dovuto all'attrito sui fianchi delle nervature, Esso porterebbe a una riduzione del 15%-50%.

Sbalzo Lunghezza dello sbalzo, cioè distanza della sezione dal bordo della parete.

M1 Momento flettente della sezione d'incastro sulla nervatura, dovuto alla spinta della terra sulla parete amplificata dai coefficienti ψ moltiplicativi delle azioni

T1 Sforzo di taglio, calcolato tenendo conto dei coefficienti amplificativi delle azioni, senza tenere conto delle riduzioni come piastra

H1_{min} Altezza effettiva della sezione incastrata

Y1 Altezza utile della sezione incastrata. Y1 tiene conto di una tolleranza di 6 mm sullo spessore H1_{min} e di un copriferro cfp = 30 mm.

dist.Fe Distanza tra i ferri [13] e [14], se non c'è la rete, o tra i soli ferri [14] che si aggiungono alla rete

A1 Area dell'armatura sulla fascia alta 1 metro che sta sopra la sezione in esame

x1 Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso

Mrd Momento resistente di calcolo.

M1/Mrd Rapporto tra momento delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il momento resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Trd Taglio resistente di calcolo.

T1/Trd Rapporto tra il taglio delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il taglio resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Compilato

con il programma Tensiter "Muri 2008" vers 2.7.0

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Portanza della fondazione

Prefabbricato tipo u35CL

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Fondo di uno scavo di sbancamento profondo			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5236
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
ν	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.35		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.10		
ν	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	147.6	113.5	124.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	12.60°	16.18°	23.42°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	33.0	32.9	53.8
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.94	2.11	1.98
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.97	1.06	0.99
D	Affondamento = E + F + Q - M * I7	m	0.95	0.45	0.45
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	228.58	47.93	27.24
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14	1.07	1.07
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.60	0.50	0.32
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.15	1.07	1.08
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.58	0.45	0.25
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	-	0.955
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	193.16	75.84	32.13
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.47	0.36	0.18
	$m = 2$		2.00	2.00	2.00
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.422	0.124	0.059
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	584.0	261.5	117.6
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	147.6	113.5	124.3
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

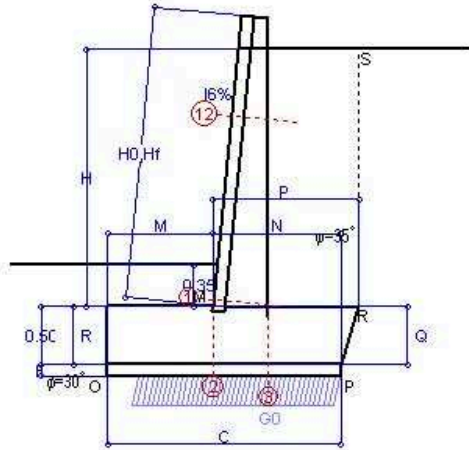
06/06/2018

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

12. MURO TIPO 2 – H = 2.50 m

TENSITER

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$M = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R = 0.50$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_a = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_b = 10.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.20$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.148$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KNm	KN	KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	15.3	20.5	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1.3	0.0	0.0	10.8	11.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3+1.5	0.0	0.0	50.9	84.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.2	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.2	41.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_3 = 20.5$	$M_3 = 22.0$	$P_3 = 101.9$	$M_3 = 137.5$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 101.9$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.74$ m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma = 0.059$ MPa

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 11.4^\circ$

Scorrimiento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 101.9 * 0.58 = 59.1 > E_d = 20.5$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Freccia in cima al pannello mm: 0.23

Le sollecitazioni sono calcolate in base al coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.204$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. tra slata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terra pieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kNm	kN	
1	9.9	9.9	18.0	9.0	47.7	40.2	114.0	14.0	90°, 1.0	2.85	4.18	3.14	4.02	68.3	53.5	
2	-1.6	-3.2	9.4	24.7	50.0	45.2	125.0	125.0	-	3.82	2.26	6.15	11.17	-108.3	213.3	
3	2.6	5.9	5.7	16.7	50.0	44.0	125.0	125.0	-	3.71	5.93	3.14	3.66	101.1	208.8	
12	0.1	0.1	4.2	0.5	31.9	22.4	112.4	12.4	73°, 1.0	1.48	2.26	0.50	3.96	20.4	38.3	

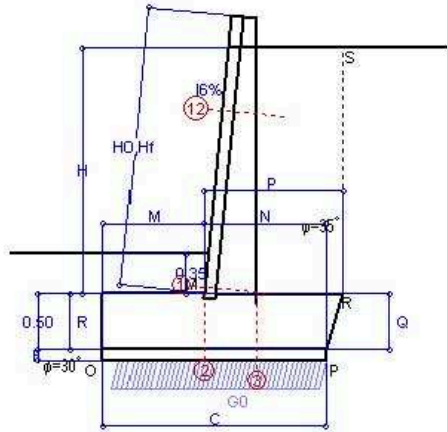
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_o = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_o = 0.0$ kNm ²
$M = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra = $atn(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$	$P_o = 18.0$ kNm ³
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$Q_o = 25.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_o = 0.464$
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$i_g = 0.0\%$
$R = 0.50$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_b = 10.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.20$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_2 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.204$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	kN	kN m	kN	kN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	15.0	19.9	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1	0.0	0.0	8.3	9.2
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	39.1	64.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.5	1.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	30.9	31.9
TOTALI (GEO)	$S_o = 20.5$	$M_o = 21.6$	$P_o = 78.4$	$M_g = 105.7$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	22.5	23.8		108.1

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 78.4$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_8 = 1.85$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff: $C_7 = 0.042$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 14.6^\circ$

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$R_d = 78.4 * 0.464 = 36.4 > E_d = 22.5$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$R_d = 105.7 > E_d = 23.8$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm: 0.24
 $K_0 = 0.265$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1)	M_{EdU} (1)	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H	d	B5	b_w	staffe	X1	A1	A2	A4	M_{Rd}	V_{Rd}		
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	10.1	10.1	14.2	9.4	47.7	40.2	114.0	14.0	90°, 1.0	2.83	4.18	3.14	4.02	67.9	53.5		
2	-3.8	-5.3	10.4	23.0	50.0	45.2	125.0	125.0	-	3.83	2.26	6.15	11.17	-108.5	213.4		
3	1.4	4.3	6.2	14.9	50.0	44.0	125.0	125.0	-	3.71	5.93	3.14	3.66	101.2	208.9		
12	0.1	0.2	3.3	0.5	31.9	22.4	112.4	12.4	73°, 1.0	1.47	2.26	0.50	3.96	20.3	38.3		

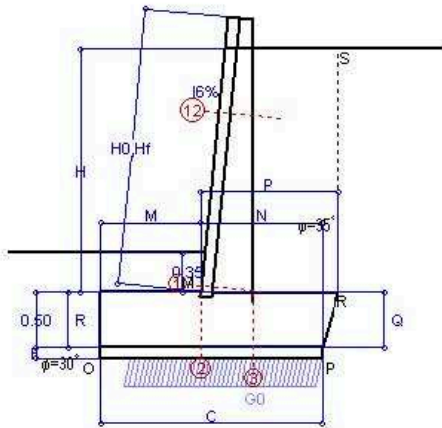
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter "Muri 2008" vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_6 = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.148$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.80	15.74	0.00	0.00
0.00	0.00	8.33	9.17
0.00	0.00	39.15	64.65
4.00	-1.20	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	31.92
$S_0 = 15.81$	$M_0 = 16.94$	$P_0 = 78.41$	$M_0 = 105.74$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{nb} = \text{Ribaltamento rispetto a 'O': } M_8 / M_9 = 6.242$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.877$
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78.41$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.74$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.045$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.204$

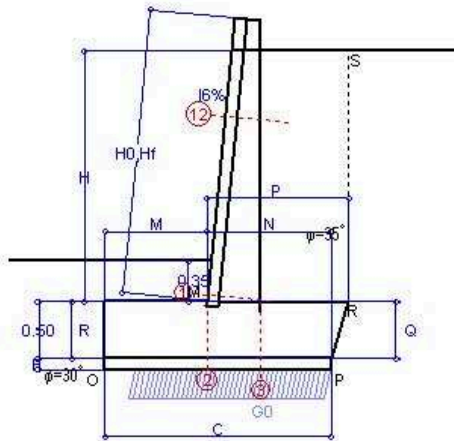
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C+\Phi_{stafte}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	7.6	13.8	8.5	114.0	47.7	39.2	4.98	3.14	33	0.94	38	0.000
2	-1.3	7.2	19.0	125.0	50.0	45.2	2.26	6.15	0	0.05	38	0.000
3	34.9	-101.6	28.8	125.0	50.0	44.0	5.93	3.14	232	2.44	38	0.000
12	0.1	3.2	0.3	112.4	31.9	22.4	2.26	0.50	0	0.03	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m...
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_6 = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 2.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.148$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.80	15.74	0.00	0.00
0.00	0.00	8.33	9.17
0.00	0.00	39.15	64.65
4.00	1.20	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	31.92
$S_0 = 15.81$	$M_0 = 16.94$	$P_0 = 78.41$	$M_0 = 105.74$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ Ribaltamento rispetto a 'O': $M_8 / M_9 = 6.242$
 GRADO di stabilità allo scorcimento $\eta_{scor} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 2.877
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78.41$ KN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.74$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_1 = 0.045$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.204$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. C+ Φ staffe	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	7.6	13.8	8.5	114.0	47.7	39.2	4.98	3.14	33	0.94	38	0.000
2	-1.3	7.2	19.0	125.0	50.0	45.2	2.26	6.15	0	0.05	38	0.000
3	34.9	-101.6	28.8	125.0	50.0	44.0	5.93	3.14	232	2.44	38	0.000
12	0.1	3.2	0.3	112.4	31.9	22.4	2.26	0.50	0	0.03	38	0.000

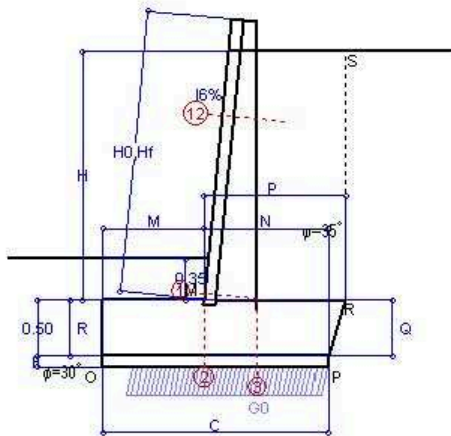
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_g = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 35^\circ$
$M = 0.90$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_g = 0.0$ kNm ²
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_g = 18.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_g = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_g = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$l_g = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_g = 2.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.148$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
11.80	15.74	0.00	0.00
0.00	0.00	8.33	9.17
0.00	0.00	39.15	64.65
4.00	1.20	0.00	0.00
0.00	0.00	30.94	31.92
$S_g = 15.81$	$M_g = 16.94$	$P_g = 78.41$	$M_g = 105.74$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = \text{Ribaltamento rispetto a 'O': } M_8 / M_9 = 6.242$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.877$
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 78.41$ KN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_g = 1.74$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.045$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 11.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.16

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb) $K_0 = 0.204$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $C + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	7.6	13.8	8.5	114.0	47.7	39.2	4.98	3.14	33	0.94	38	0.000
2	-1.3	7.2	19.0	125.0	50.0	45.2	2.26	6.15	0	0.05	38	0.000
3	34.9	-101.6	28.8	125.0	50.0	44.0	5.93	3.14	232	2.44	38	0.000
12	0.1	3.2	0.3	112.4	31.9	22.4	2.26	0.50	0	0.03	38	0.000

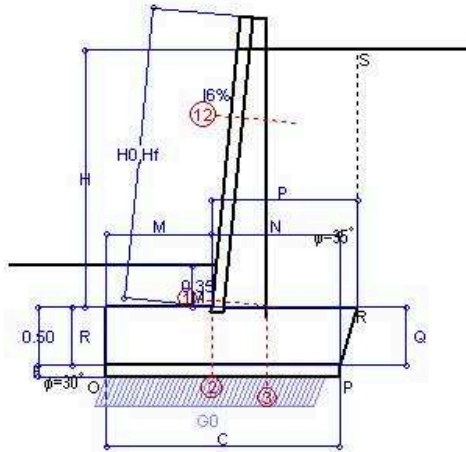
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 6: Verifica sismica

Comune di Montereale



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 8.11^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.133$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.067$

Dati	Acceleraz orizz. al suolo	$a_g/g = 0.33$
$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_D = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.20$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_D = 0.0$ kNm ²
$M = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$	
$N = 1.10$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_D = 0.464$
$P = 1.25$ m	Accelerazione massima locale	$a_{max}/g = 0.429$
$Q = 0.50$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$\beta_m = 0.31$
$U_1 = 0.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_a = 0.0\%$
$R = 0.50$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_b = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_c = 10.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 = 0.403$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.20$ m
Angolo fra la spinta u R-S e l'orizzontale	$\Theta_3 = 19.26^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.294$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1	16.6	22.1	5.8	12.5
Peso parete prefabbricata x 1	1.1	1.9	8.3	9.2
Peso terra e sovraccarico x 1	5.2	9.8	39.1	64.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.9	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	4.1	3.1	30.9	31.9
TOTALI (GEO)	$S_D = 35.0$	$M_D = 39.3$	$P_D = 84.2$	$M_D = 118.2$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	35.0	39.3	84.2	118.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea appoggia sul terreno solo sul lato esterno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_D = 84.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_8 = 1.87$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_8 = 0.045$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 22.5^\circ$
 Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 84.2 * 0.464 = 39.1 > E_d = 35$
 Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 118.2 > E_d = 39.3$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_D = 0.364$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha, \text{dtg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terra pieno	A2 lato facc. inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
1	15.9	15.9	16.2	14.0	47.7	40.2	114.0	14.0	90°, 1.0	2.84	4.18	3.14	4.02	68.1	52.2	
2	-8.1	-10.3	18.7	34.8	50.0	45.2	125.0	125.0	-	3.89	2.26	6.15	11.17	-110.4	214.6	
3	0.7	6.3	11.7	28.2	50.0	44.0	125.0	125.0	-	3.75	5.93	3.14	3.66	102.4	209.6	
12	0.3	0.5	3.4	1.2	31.9	22.4	112.4	12.4	73°, 1.0	1.47	2.26	0.50	3.96	20.3	38.1	

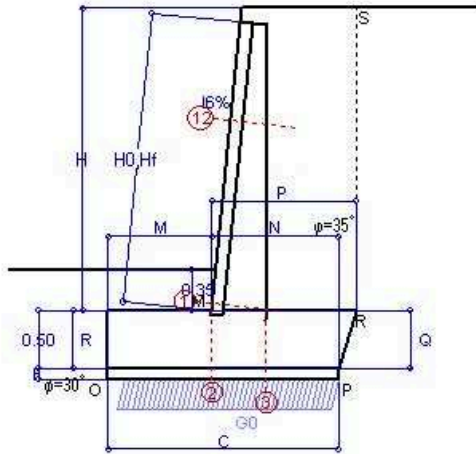
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 8: A1+M1+R1 con profilo maggiorato



Dati

$H_m = 2.49$ m	Prefabbricato tipo u25CL	$H_0 = 2.50$ m
$C = 2.00$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 2.61$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$M = 0.90$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$N = 1.10$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.25$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.50$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R = 0.50$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_6 = 10.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 2.61$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_2 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.148$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	21.6	31.7	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1.3	0.0	0.0	10.8	11.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3+1.5	0.0	0.0	60.6	100.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	6.1	1.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.2	41.5
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 27.7$	$M_g = 33.6$	$P_g = 111.6$	$M_8 = 163.4$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultata:

Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 111.6$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_g = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.060$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 13.9^\circ$
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo		$R_d = 111.6 \cdot 0.58 = 64.7 > E_d = 27.7$	

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.204$ Freccia in cima al pannello mm 0.56

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compresso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, cty\%$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato fa. oc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	16.8	16.8	20.4	12.5	47.7	40.2	114.0	14.0	90°, 1.0	2.86	4.18	3.14	4.02	68.6	52.9	
2	-6.6	-8.8	14.0	34.8	50.0	45.2	125.0	125.0	-	3.85	2.26	6.15	11.17	-109.4	213.9	
3	1.5	6.1	8.5	22.9	50.0	44.0	125.0	125.0	-	3.73	5.93	3.14	3.66	101.7	209.2	
12	0.8	0.9	4.9	1.8	31.9	22.4	112.8	12.8	73°, 1.0	1.48	2.26	0.50	3.96	20.5	37.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m. 06/06/2018 Compilato con il programma Tensiter "Muri 2008" vers 2.7.0
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione. Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 9 - Verifica dello spessore della parete

Dati: Prefabbricato tipo u25CL

Serie del muro:	CL	A1+M1	A2+M2	Sisma	Altezza nominale del muro H0	2.50 m
Coefficiente di spinta (componente orizzontale):	0.204	0.265	0.364		Altezza della terra spingente H	2.20 m
Peso specifico della terra	18.00	18.00	18.00	kN/m ³	Spessore in cima alla parete	S= 10.0 cm
Sovraccarico sul rilevato vicino alla parete	0.00	0.00	0.00	kN/m ²	Spessore alla base della parete	T= 10.0 cm
Coefficienti moltiplicativi azioni	$\psi_1 =$ 1.3	1.0	1.0		Copriferro + tolleranza posizione + raggio tondino	4.0 cm
	$\psi_3 =$ 1.5	1.3	0		Diametro del ferro [13] = trasversale corto	8.0 mm
Pressione della terra alla base della parete	10.5	10.5	14.4	kN/m ²	Condizione più gravosa per la parete, assunta nel calcolo:	Sisma

Verifica SLU nella condizione più gravosa a ogni profondità tra A1+M1, A2+M2, Sisma. L'armatura può essere costruita in due modi:

a) Armatura costituita dai ferri [13] e [14], alternati, lontani tra loro "dist.Fe"

z m	Press kN/m ²	Sbalzo cm	M1 kN.m	T1 kN	H1 _{min} cm	Y1 cm	dist.Fe cm	A1 cm ² /m	braccio cm	Mrd* kN.m	M1/Mrd	Trd* kN	T1/Trd
1	4.6	55.9	0.72	2.6	10.00	6.0	20	2.51	5.65	5.56	0.129	36.0	0.071
2	11.1	55.4	1.71	6.2	10.00	6.0	18	2.79	5.61	6.13	0.279	37.3	0.166
3	17.7	54.8	2.66	9.7	10.00	6.0	15	3.35	5.54	7.26	0.366	39.6	0.245

*Mrd e Trd sono calcolati con il DM 14/1/2008 Con l'EC2 Trd cresce del 9% circa

b) Armatura costituita dalla rete Ø8 passo 20 cm e dai ferri [13] lontani tra loro "dist.Fe"

N.B. La distanza "dist.Fe" archiviata nella tabella è quella per le serie NM e NP. Per avere il calcolo per la serie NL spostare la colonna citata di una cella verso il basso

z m	Press kN/m ²	Sbalzo cm	M1 kN.m	T1 kN	H1 _{min} cm	Y1 cm	dist.Fe cm	A1 cm ² /m	braccio cm	Mrd* kN.m	M1/Mrd	Trd* kN	T1/Trd
1	4.6	55.9	0.72	2.6	10.00	6.0	-	2.51	5.65	5.56	0.129	36.0	0.071
2	11.1	55.4	1.71	6.2	10.00	6.0	100	3.02	5.58	6.59	0.259	38.2	0.161
3	17.7	54.8	2.66	9.7	10.00	6.0	50	3.52	5.51	7.59	0.350	40.2	0.241

Significato delle colonne delle tabelle

Tutte le grandezze riportate in una riga si riferiscono alla verifica di una sezione di incastro dell'ala della parete sulla costola

z Profondità della sezione su cui è fatta la verifica rispetto alla cima nominale del muro

Press Pressione della terra sulla parete. E' calcolata senza dedurre la riduzione di spinta per l'"effetto arco" della terra, dovuto all'attrito sui fianchi delle nervature, Esso porterebbe a una riduzione del 15%-50%.

Sbalzo Lunghezza dello sbalzo, cioè distanza della sezione dal bordo della parete.

M1 Momento flettente della sezione d'incastro sulla nervatura, dovuto alla spinta della terra sulla parete amplificata dai coefficienti ψ moltiplicativi delle azioni

T1 Sforzo di taglio, calcolato tenendo conto dei coefficienti amplificativi delle azioni, senza tenere conto delle riduzioni come piastra

H1_{min} Altezza effettiva della sezione incastrata

Y1 Altezza utile della sezione incastrata. Y1 tiene conto di una tolleranza di 6 mm sullo spessore H1_{min} e di un copriferro cfp = 30 mm.

dist.Fe Distanza tra i ferri [13] e [14], se non c'è la rete, o tra i soli ferri [14] che si aggiungono alla rete

A1 Area dell'armatura sulla fascia alta 1 metro che sta sopra la sezione in esame

x1 Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso

Mrd Momento resistente di calcolo.

M1/Mrd Rapporto tra momento delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il momento resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Trd Taglio resistente di calcolo.

T1/Trd Rapporto tra il taglio delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il taglio resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Compilato
con il programma Tensiter "Muri 2008" vers.2.7.0
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Portanza della fondazione

Prefabbricato tipo u25CL

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

Natura di terreno di fondazione		Fondo di uno scavo di sbancamento profondo			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30.0°	$\phi = \text{rad}$	0.5236
c	Coesione drenata	kN/m ²	0		
γ	Peso specifico	kN/m ³	19.00		
i_v	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\varepsilon = \text{rad}$	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.35		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.10		
i_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	101.9	78.4	84.2
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	11.40°	14.62°	22.54°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	20.5	20.5	35.0
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.74	1.85	1.87
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.87	0.93	0.94
D	Affondamento = E + F + Q - M * I7	m	0.95	0.45	0.45
Termini della formula di Brinch-Hansen					
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	245.19	52.40	29.12
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.08	1.07
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.64	0.55	0.34
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.08	1.08
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.62	0.50	0.27
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	-	0.955
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	187.95	75.09	33.39
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$		0.51	0.40	0.20
	$m = 2$		2.00	2.00	2.00
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.433	0.127	0.063
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0
C_p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	536.8	236.4	117.1
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	101.9	78.4	84.2
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)					

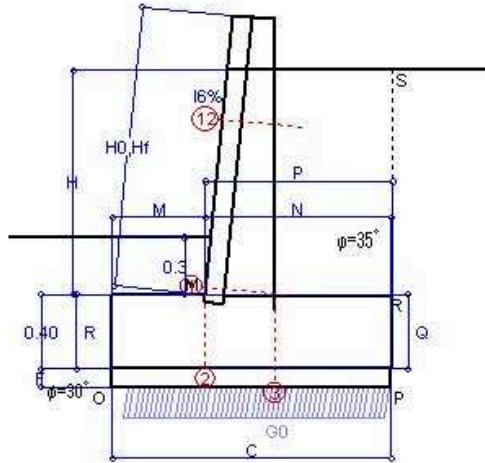
06/06/2018

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

13. MURO TIPO 1 – H = 1.50 m

TENSITER

Scheda 1: Approccio 1, Combinazione 1, (A1+M1+R1)



Dati

H _m = 1.50 m	Prefabbricato tipo u15CL	H ₀ = 1.50 m
C = 1.50 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 1.20 m
F = 0.10 m	Sovraccarico sul rilevato	S ₀ = 0.0 kNm ²
M = 0.50 m	Angolo d'attrito della terra	φ = 35°
N = 1.00 m	Peso specifico della terra	P ₀ = 18.0 kNm ³
P = 1.01 m	Peso specifico del calcestruzzo	Q ₀ = 25.0 kNm ³
Q = 0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R ₀ = 0.58
R = 0.40 m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	i _g = 0.0%
	Scarpa della facciata del pannello	i _s = 10.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	K ₁ = 0.271
agente su una sezione ideale R-S di altezza	H = 1.20 m
Angolo tra la spinta su R-S e orizzontale	α ₃ = 0.00°
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	K ₃ = 0.236

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	4.6	4.1	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1.3	0.0	0.0	6.6	4.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3+1.5	0.0	0.0	22.0	24.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.0	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	24.4	18.4
TOTALI (GEO e STR)	S_g = 8.6	M_g = 5.1	P_g = 53.0	M_g = 47.2

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risulta:

Carico sul terreno sotto la fondazione:	G ₀ = 53.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio:	C _g = 1.41 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff:			σ _t = 0.038 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale:			β = 9.2°
Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	R _d = 53 * 0.58 = 30.7	> Ed = 8.6	

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm 0.02
K_D = 0.204

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni								Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M _{Ed} (1) sulla sez. naturale	M _{Ed,u} (1) sulla sez. traslata	N _{Ed} (2)	V _{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato corn presso	b _v larghez- za taglio	staffe α°, cty@	X1 asse neutro	A1 lato terapieno	A2 lato facc. infer. platea	A4 staffe	M _{Ed} baricentri- co	V _{Ed}			
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kNm	kN			
1	1.5	1.5	8.5	2.4	37.7	30.3	114.0	14.0	90°, 1.0	2.27	2.70	3.14	4.02	35.7	41.6			
2	-0.5	-1.1	3.1	9.2	40.0	35.2	125.0	125.0	-	3.06	2.26	4.74	12.06	-65.0	178.9			
3	-0.4	0.3	2.7	4.6	40.0	34.0	125.0	125.0	-	3.00	4.92	1.57	3.02	64.7	174.7			
12	0.0	0.0	2.4	0.0	28.7	23.8	12.3	12.3	73°, 1.0	4.50	1.57	0.50	3.96	-9.6	-41.2			

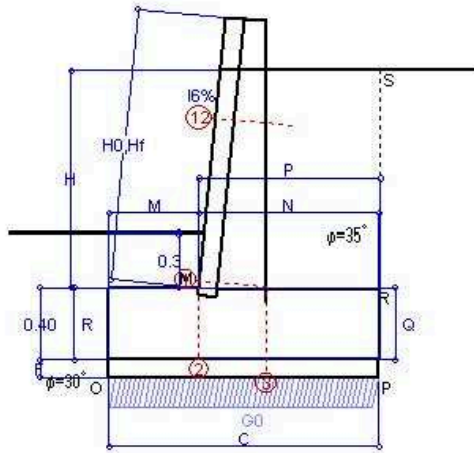
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione.

06.06.2018

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers 2.7.0
Norma: Italia: DM. 14/1/08

TENSITER

Scheda 2: Approccio 1, Combinazione 2, (A2+M2+R2)



Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.20$ m
$F = 0.10$ m	Sovraocarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$M = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atr}(\tan\psi/1.25) = 29.26^\circ$	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$P = 1.01$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$R_0 = 0.464$
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$I_g = 0.0\%$
$R = 0.40$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$I_b = 10.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.343$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.20$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.298$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1	4.5	4.0	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1	0.0	0.0	5.0	3.2
Peso terra e sovraocarico x 1+1.3	0.0	0.0	16.9	18.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.9	1.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	18.8	14.1
TOTALI (GEO)	8.3	5.0	40.7	36.3
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	9.2	5.5		36.4

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 40.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_8 = 1.46$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_1 = 0.028$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 11.6^\circ$

Scorimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 40.7 * 0.464 = 18.9 > E_d = 9.2$
Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 36.3 > E_d = 5.5$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) Freccia in cima al pannello mm: 0.02
 $K_D = 0.265$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)				Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe α°, s_{ty}	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}		
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kNm	kN		
1	1.6	1.6	6.7	2.6	37.7	30.3	114.0	14.0	90°, 1.0	2.26	2.70	3.14	4.02	35.6	41.6		
2	-0.8	-1.3	3.3	8.3	40.0	35.2	125.0	125.0	-	3.06	2.26	4.74	12.06	-65.0	178.9		
3	-0.4	0.2	2.8	4.3	40.0	34.0	125.0	125.0	-	3.00	4.92	1.57	3.02	64.7	174.7		
12	0.0	0.0	1.8	0.0	28.7	23.8	12.3	12.3	73°, 1.0	4.48	1.57	0.50	3.96	-9.5	-41.2		

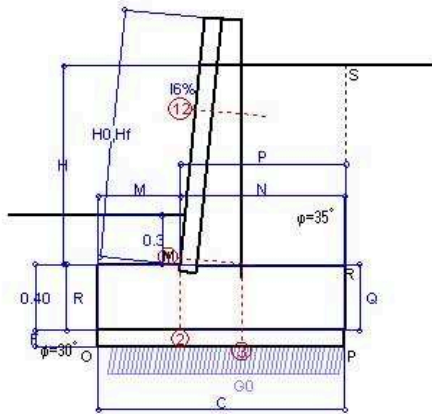
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers 2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1.08

TENSITER

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.01$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$l_b = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_0 = 1.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.236$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
3.51	3.16	0.00	0.00
0.00	0.00	5.05	3.25
0.00	0.00	16.88	18.89
3.08	0.77	0.00	0.00
0.00	0.00	18.80	14.14
$S_0 = 6.60$	$M_0 = 3.93$	$P_0 = 40.73$	$M_0 = 36.27$

GRADO di stabilità al ribaltamento: $\eta_{rib} =$ Ribaltamento rispetto a 'O': $M_8 / M_9 = 9.225$
 GRADO di stabilità allo scorrimento: $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.582
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 40.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.41$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.029$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm: 0.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.204$

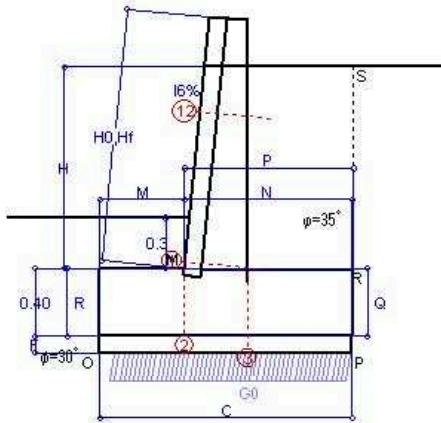
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	1.2	6.6	2.1	114.0	37.7	28.9	3.50	3.14	7	0.28	38	0.000
2	-0.4	2.4	7.0	125.0	40.0	35.2	2.26	4.74	0	0.03	38	0.000
3	29.3	-109.0	19.2	125.0	40.0	34.0	4.92	1.57	306	3.43	38	0.000
12	0.0	1.8	-0.1	12.3	28.7	23.8	1.57	0.50	0	0.02	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\phi = 35^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.01$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_6 = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.236$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
3.51	3.16	0.00	0.00
0.00	0.00	5.05	3.25
0.00	0.00	16.88	18.89
3.08	0.77	0.00	0.00
0.00	0.00	18.80	14.14
$S_0 = 6.60$	$M_0 = 3.93$	$P_0 = 40.73$	$M_0 = 36.27$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{nb} = \text{Ribaltamento rispetto a 'O': } M_8 / M_9 = 9.225$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.582$
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 40.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.41$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.029$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.204$

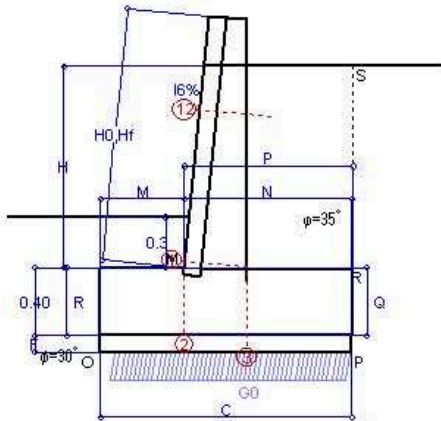
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \phi_{stafte}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	1.2	6.6	2.1	114.0	37.7	28.9	3.50	3.14	7	0.28	38	0.000
2	-0.4	2.4	7.0	125.0	40.0	35.2	2.26	4.74	0	0.03	38	0.000
3	29.3	-109.0	19.2	125.0	40.0	34.0	4.92	1.57	306	3.43	38	0.000
12	0.0	1.8	-0.1	12.3	28.7	23.8	1.57	0.50	0	0.02	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m...
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Peso struttura (parete+platea) x 1
 Peso terra e sovraccarico x 1
 Spinta della terra sulla fondaz. x 1
 Peso della fondazione x 1
**non sommati*

Totali

Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.20$ m
$F = 0.10$ m	Angolo d'attrito della terra	$\Phi = 35^\circ$
$M = 0.50$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.01$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R =$	Scarpa della facciata del pannello	$i_0 = 10.0$ %

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.271$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 1.20$ m
 Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb) $K_3 = 0.236$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI ORIZZONTALI		COMPONENTI VERTICALI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
3.51	3.16	0.00	0.00
0.00	0.00	5.05	3.25
0.00	0.00	16.88	18.89
3.08	0.77	0.00	0.00
0.00	0.00	18.80	14.14
$S_0 = 6.60$	$M_0 = 3.93$	$P_0 = 40.73$	$M_0 = 36.27$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} =$ Ribaltamento rispetto a 'O': $M_8 / M_9 = 9.225$
 GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} =$ (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) = 3.582
 Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 40.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.41$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\alpha_1 = 0.029$ MPa
 OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 9.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.02

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Coulomb)

$K_0 = 0.204$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di partecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{stafle}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	1.2	6.6	2.1	114.0	37.7	28.9	3.50	3.14	7	0.28	38	0.000
2	-0.4	2.4	7.0	125.0	40.0	35.2	2.26	4.74	0	0.03	38	0.000
3	29.3	-109.0	19.2	125.0	40.0	34.0	4.92	1.57	306	3.43	38	0.000
12	0.0	1.8	-0.1	12.3	28.7	23.8	1.57	0.50	0	0.02	38	0.000

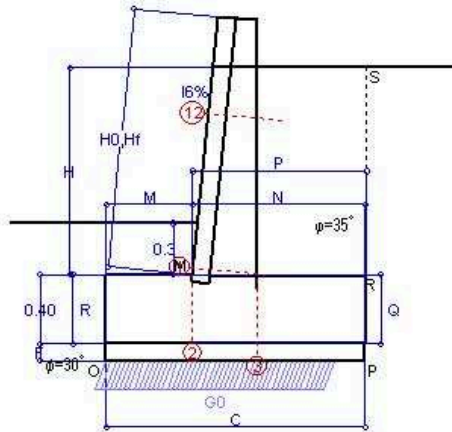
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 6: Verifica sismica

Comune di Montereale



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 8.11^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.133$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.067$

Dati	Acceleraz. orizz. al suolo	$a_g/g = 0.33$
$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_D = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.20$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	$S_D = 0.0$ kNm ²
$M = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra = $\arctan(\tan\phi/1.25) = 29.26^\circ$	$R_D = 0.464$
$N = 1.00$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$a_{max}/g = 0.429$
$P = 1.01$ m	Accelerazione massima locale	$\beta_m = 0.31$
$Q = 0.40$ m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	$i_s = 0.0\%$
$U_1 = 0.0$ m	Pendenza del rilevato vicino al muro	$i_s = 0.0\%$
$R = 0.40$ m	Pendenza del rilevato lontano dal muro	$i_s = 10.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) agente su una sezione ideale R-S di altezza	$K_1 = 0.403$
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 19.26^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.402$

SPINTE, PESI E MOMENTI rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
Spinta della terra su sez. R'S' x 1	4.9	4.4	1.7	2.6
Peso parete prefabbricata x 1	0.7	0.8	5.0	3.2
Peso terra e sovraccarico x 1	2.2	2.9	16.9	18.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.2	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	2.5	1.3	18.8	14.1
TOTALI (GEO)	$S_g = 15.6$	$M_g = 10.7$	$P_g = 42.5$	$M_g = 38.9$
TOTALI (EQU) con i coeff. di tab. 3	15.6	10.7	42.5	38.9

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto O che al punto P, la platea appoggia sul terreno solo sul lato esterno, come è indicato nella figura. Risultato:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 42.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_0 = 1.33$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_3 = 0.032$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 20.2^\circ$
 Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 42.5 * 0.464 = 19.7 > E_d = 15.6$
 Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 38.9 > E_d = 10.7$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

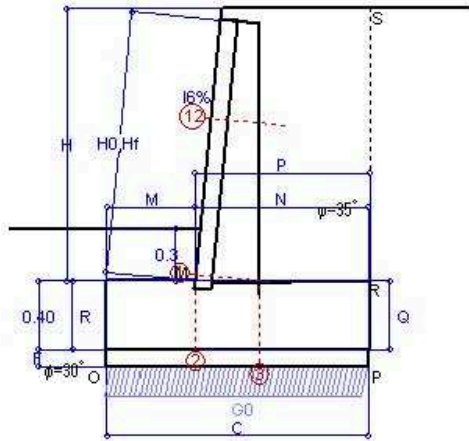
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_D = 0.364$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato compreso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha, \text{d}g\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terapieno	A2 lato facc. inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}
	kNm	kNm	kN	kN	cm	cm	cm	cm	$\alpha, \text{d}g\Theta$	cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kNm	kN
1	2.9	2.9	7.3	4.2	37.7	30.3	114.0	14.0	90°, 1.0	2.26	2.70	3.14	4.02	35.6	41.1
2	-0.9	-1.6	6.3	12.7	40.0	35.2	125.0	125.0	-	3.08	2.26	4.74	12.06	-65.5	179.3
3	0.1	1.7	5.5	10.9	40.0	34.0	125.0	125.0	-	3.02	4.92	1.57	3.02	65.2	175.0
12	0.1	0.1	1.9	0.3	28.7	19.2	112.3	12.3	73°, 1.0	1.19	1.57	0.50	3.96	12.6	33.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m. 06.06.2018 Compilato
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione con il programma Tensiter "Muri 2008" vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 8: A1+M1+R1 con profilo maggiorato



Dati

$H_m = 1.50$ m	Prefabbricato tipo u15CL	$H_0 = 1.50$ m
$C = 1.50$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 1.56$ m
$F = 0.10$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kNm ²
$M = 0.50$ m	Angolo d'attrito della terra	$\Phi = 35^\circ$
$N = 1.00$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.0$ kNm ³
$P = 1.01$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kNm ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.58$
$R = 0.40$ m	Pendenza del rilev. lontano dal muro	$i_8 = 0.0\%$
	Scarpa della facciata del pannello	$i_6 = 10.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.271$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 1.56$ m
Angolo fra la spinta su R-S e orizzontale	$\alpha_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva su platea e magrone P-R (Coulomb)	$K_3 = 0.238$

Spinte, pesi e momenti rispetto al punto O (per metro lineare)

COMPONENTI	ORIZZONTALI		VERTICALI	
	Forze KN	Momenti KNm	Forze KN	Momenti KNm
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	7.7	7.9	0.0	0.0
Peso parete prefabbricata x 1.3	0.0	0.0	6.6	4.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3 x 1.5	0.0	0.0	29.3	32.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.0	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	24.4	18.4
TOTALI (GEO e STR)	$S_g = 12.7$	$M_g = 9.1$	$P_g = 60.3$	$M_8 = 55.0$

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno solo sul lato interno, come è indicato nella figura. Risulta:

Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 60.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio: $C_3 = 1.48$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff: $\sigma_3 = 0.041$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale: $\beta = 11.9^\circ$
 Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = 60.3 * 0.58 = 35.0 > E_d = 12.7$

Verifica delle sezioni allo s.l.u. (STR)

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.204$
 Freccia in cima al pannello mm: 0.11

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni							Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{Ed} (1) sulla sez. traslata	N_{Ed} (2)	V_{Ed}	H altezza totale	d altezza utile	B5 lato comp. presso	b_w larghezza taglio	staffe $\alpha^\circ, ctg\theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o infer. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricentrico	V_{Rd}	
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN	
1	3.6	3.6	9.7	4.3	37.7	30.3	114.0	14.0	90°, 1.0	2.27	2.70	3.14	4.02	35.8	41.2	
2	-1.7	-2.6	5.1	14.2	40.0	35.2	125.0	125.0	-	3.08	2.28	4.74	12.06	-65.3	179.2	
3	-0.7	0.5	3.9	8.3	40.0	34.0	125.0	125.0	-	3.00	4.92	1.57	3.02	64.9	174.8	
1.2	0.2	0.2	2.7	0.7	28.7	19.2	112.8	12.8	73°, 1.0	1.19	1.57	0.50	3.96	12.6	32.9	

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
 (2) Negativo se lo sforzo è di trazione

06/06/2018

Compilato con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers 2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

TENSITER

Scheda 9 - Verifica dello spessore della parete

Dati: Prefabbricato tipo u15CL

Serie del muro:	CL	A1+M1	A2+M2	Sisma	Altezza nominale del muro H0	1.50 m
Coefficiente di spinta (componente orizzontale):	0.204	0.265	0.364		Altezza della terra spingente H	1.20 m
Peso specifico della terra	18.00	18.00	18.00	kN/m ³	Spessore in cima alla parete	S= 10.0 cm
Sovraccarico sul rilevato vicino alla parete	0.00	0.00	0.00	kN/m ²	Spessore alla base della parete	T= 10.0 cm
Coefficienti moltiplicativi azioni	$\psi_1 =$ 1.3	1.0	1.0		Copriferro + tolleranza posizione + raggio tondino	4.0 cm
	$\psi_3 =$ 1.5	1.3	0		Diametro del ferro [13] = trasversale corto	8.0 mm
Pressione della terra alla base della parete	5.7	5.7	7.9	kN/m ²	Condizione più gravosa per la parete, assunta nel calcolo:	Sisma

Verifica SLU nella condizione più gravosa a ogni profondità tra A1+M1, A2+M2, Sisma. L'armatura può essere costruita in due modi:

a) Armatura costituita dai ferri [13] e [14], alternati, lontani tra loro "dist.Fe"

z	Press	Sbalzo	M1	T1	H1 _{min}	Y1	dist.Fe	A1	braccio	Mrd*	M1/Mrd	Trd*	T1/Trd
m	kN/m ²	cm	kN.m	kN	cm	cm	cm	cm ² /m	cm	kN.m		kN	
1	4.6	55.9	0.72	2.6	10.00	6.0	20	2.51	5.65	5.56	0.129	36.0	0.071
2	11.1	55.4	1.71	6.2	10.00	6.0	18	2.79	5.61	6.13	0.279	37.3	0.166

*Mrd e Trd sono calcolati con il DM 14/1/2008 Con l'EC2 Trd cresce del 9% circa

b) Armatura costituita dalla rete Ø8 passo 20 cm e dai ferri [13] lontani tra loro "dist.Fe"

N.B. La distanza "dist.Fe" archiviata nella tabella è quella per le serie NM e NP. Per avere il calcolo per la serie NL spostare la colonna citata di una cella verso il basso

z	Press	Sbalzo	M1	T1	H1 _{min}	Y1	dist.Fe	A1	braccio	Mrd*	M1/Mrd	Trd*	T1/Trd
m	kN/m ²	cm	kN.m	kN	cm	cm	cm	cm ² /m	cm	kN.m		kN	
1	4.6	55.9	0.72	2.6	10.00	6.0	-	2.51	5.65	5.56	0.129	36.0	0.071
2	11.1	55.4	1.71	6.2	10.00	6.0	100	3.02	5.58	6.59	0.259	38.2	0.161

Significato delle colonne delle tabelle

Tutte le grandezze riportate in una riga si riferiscono alla verifica di una sezione di incastro dell'ala della parete sulla costola

z Profondità della sezione si cui è fatta la verifica rispetto alla cima nominale del muro

Press Pressione della terra sulla parete. E' calcolata senza dedurre la riduzione di spinta per l'"effetto arco" della terra, dovuto all'attrito sui fianchi delle nervature, Esso porterebbe a una riduzione del 15%-50%.

Sbalzo Lunghezza dello sbalzo, cioè distanza della sezione dal bordo della parete.

M1 Momento flettente della sezione d'incastro sulla nervatura, dovuto alla spinta della terra sulla parete amplificata dai coefficienti ψ moltiplicativi delle azioni

T1 Sforzo di taglio, calcolato tenendo conto dei coefficienti amplificativi delle azioni, senza tenere conto delle riduzioni come piastra

H1_{min} Altezza effettiva della sezione incastrata

Y1 Altezza utile della sezione incastrata. Y1 tiene conto di una tolleranza di 6 mm sullo spessore H1_{min} e di un copriferro cfp = 30 mm.

dist.Fe Distanza tra i ferri [13] e [14], se non c'è la rete, o tra i soli ferri [14] che si aggiungono alla rete

A1 Area dell'armatura sulla fascia alta 1 metro che sta sopra la sezione in esame

x1 Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso

Mrd Momento resistente di calcolo.

M1/Mrd Rapporto tra momento delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il momento resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Trd Taglio resistente di calcolo.

T1/Trd Rapporto tra il taglio delle forze esterne (amplificate dai coefficienti ψ), e il taglio resistente ultimo. La formattazione condizionale segnala l'eventuale insufficienza.

Compilato
 con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.7.0
 Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Portanza della fondazione

Prefabbricato tipo u15CL

Calcolo con la formula di Brinch-Hansen 1970 (valida per terreno omogeneo e condizioni drenate)

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

		Fondo di uno scavo di sbancamento profondo		
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30.0°	$\phi = \text{rad}$ 0.5236
c	Coesione drenata	kN/m ²	0	
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00	
ν	Inclinazione del terreno a valle	%	0.0%	$\epsilon = \text{rad}$ 0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.30	
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.10	
ν	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$ 0.0000

			Verifiche allo stato limite ultimo	A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:						
N	Componente verticale (G0)	kN/m	53.0	40.7	42.5	
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	9.20°	11.57°	20.17°	
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	8.6	8.3	15.6	
B	Larghezza del nastro di appoggio (C8)	m	1.41	1.46	1.33	
Dati influenzati dal tipo di verifica:						
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327	
E5	Distanza della risultante dal bordo esterno della fondazione	m	0.71	0.73	0.66	
D	Affondamento = E + F + Q - M * I7	m	0.80	0.40	0.40	
Termini della formula di Brinch-Hansen						
Profondità	$= [\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	216.54	51.55	29.20	
Coefficiente base	$N_q = \tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43	
Inclinaz. terreno a valle	$g_q = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00	
Lunghezza del muro	$s_q = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00	
Larghezza fondazione	$d_q = 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.16	1.09	1.09	
Inclinazione letto di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00	
Inclinaz. della risultante	$i_q = (1 - H / N)^2$		0.70	0.63	0.40	
Paolucci e Pecker 1997	$z_q = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888	
Coesione	$= [c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	0.00	0.00	0.00	
Coefficiente base	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42	
Inclinaz. terreno a valle	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00	
Lunghezza del muro	$s_c = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00	
Larghezza fondazione	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.09	1.10	
Inclinazione letto di posa	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00	
Inclinaz. della risultante	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.69	0.59	0.34	
Paolucci e Pecker 1997	$z_c = 1 - 0.34 K_h$		-	-	0.955	
Superficie	$= [1/2 \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	167.58	69.96	28.35	
Coefficiente base	$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56	
Inclinaz. terreno a valle	$g_\gamma = (1 - \tan \epsilon)^2$		1.00	1.00	1.00	
Lunghezza del muro	$s_\gamma = 1$ (fondazione nastriforme)		1.00	1.00	1.00	
Larghezza fondazione	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00	
Inclinazione letto di posa	$i_\gamma = (1 - H / N)m + 1$ $m = 2$		0.59	0.50	0.25	
Paolucci e Pecker 1997	$z_\gamma = (1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$		-	-	0.888	
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2		
Q _{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.384	0.122	0.058	
γ_R	Coeff. per le verifiche SLU di fondazioni superficiali		1.4	1.0	1.0	
C _p	Capacità portante, tenuto conto di γ_R	kN	387.4	177.8	76.3	
G ₀	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	53.0	40.7	42.5	
La struttura è verificata al collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno per l'approccio 2 (A1+M1+R3)						

06/06/2018

Norma: Italia: D.M. 14/1/08

14. VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

A completamento delle verifiche geotecniche sono state condotte le analisi di stabilità globale dei muri in oggetto.

Cautelativamente, alla scarpata a tergo del muro è stata attribuita l'unità geotecnica con le peggiori caratteristiche geotecniche, i calcari marnosi alterati (unità MCC1b), i cui parametri sono riepilogati in seguito:

- $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi = 38.8^\circ$
- $c' = 35 \text{ kPa}$

In fondazione invece, a favore di sicurezza, sono stati attribuiti gli stessi parametri di fondazione utilizzati per le verifiche di capacità portante della fondazione e scorrimento:

- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi = 30^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$

Nella tabella e nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche di stabilità in condizioni statiche e sismiche.

Tabella 3: risultati delle verifiche di stabilità

Muro	Stabilità	
	Statica	Sismica
Tipo 1 e 2	4.35	2.77
Tipo 3	2.36	1.85
Tipo 4	2.88	2.14

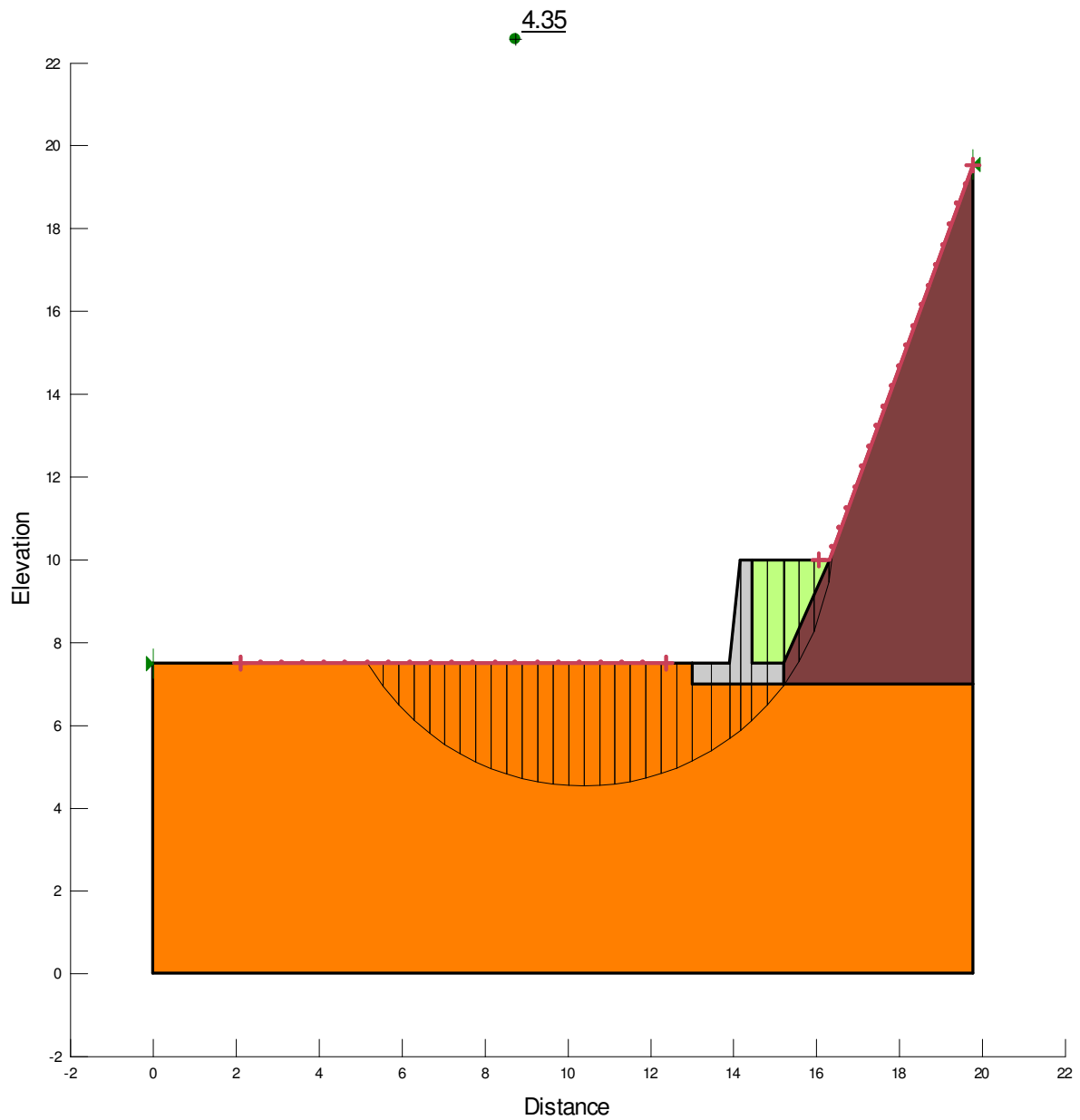


Figura 2: Muro tipo 1 e 2, risultati della verifica di stabilità in condizioni statiche

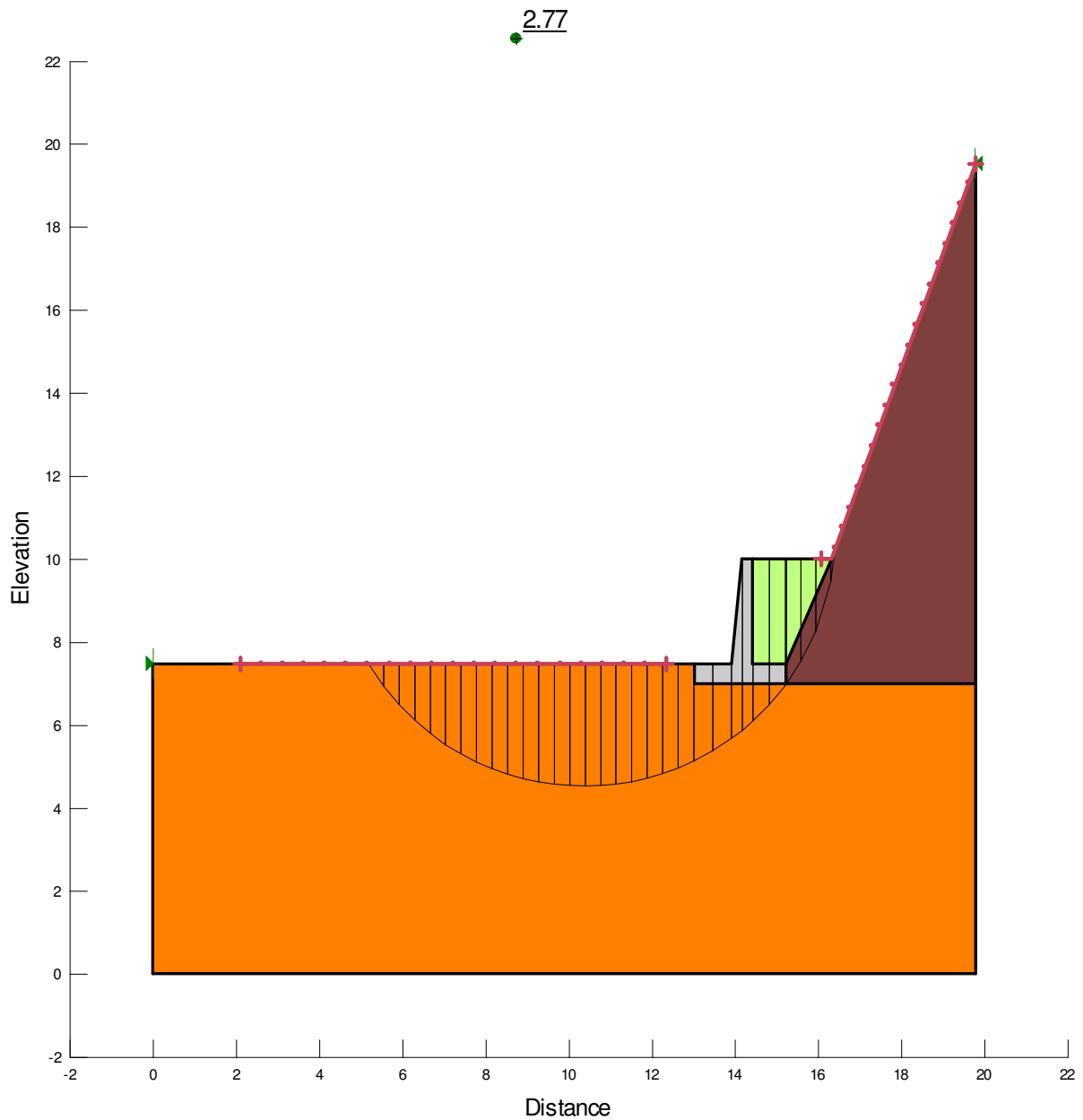


Figura 3: Muro tipo 1 e 2, risultati della verifica di stabilità in condizioni sismiche

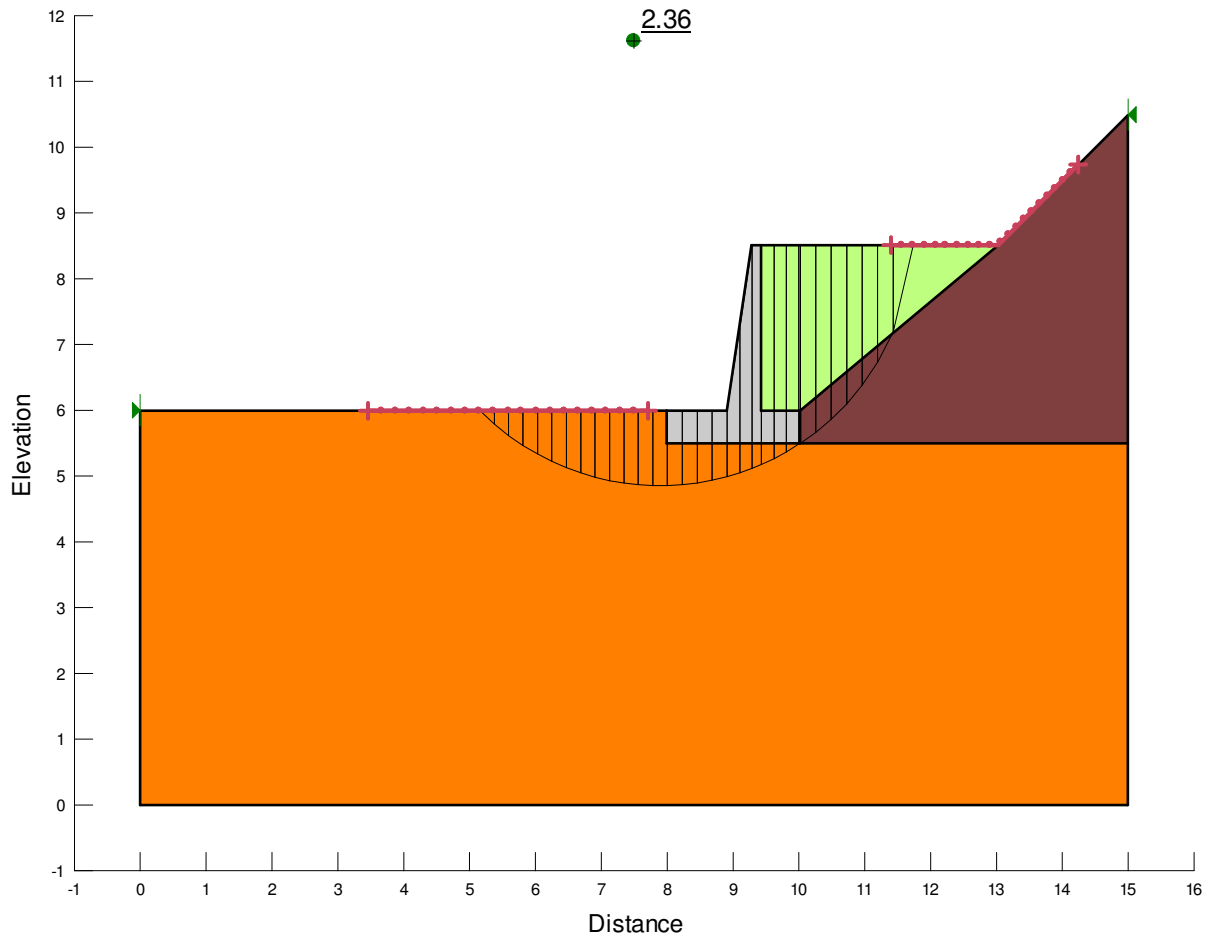


Figura 4: Muro tipo 3, risultati della verifica di stabilità in condizioni statiche

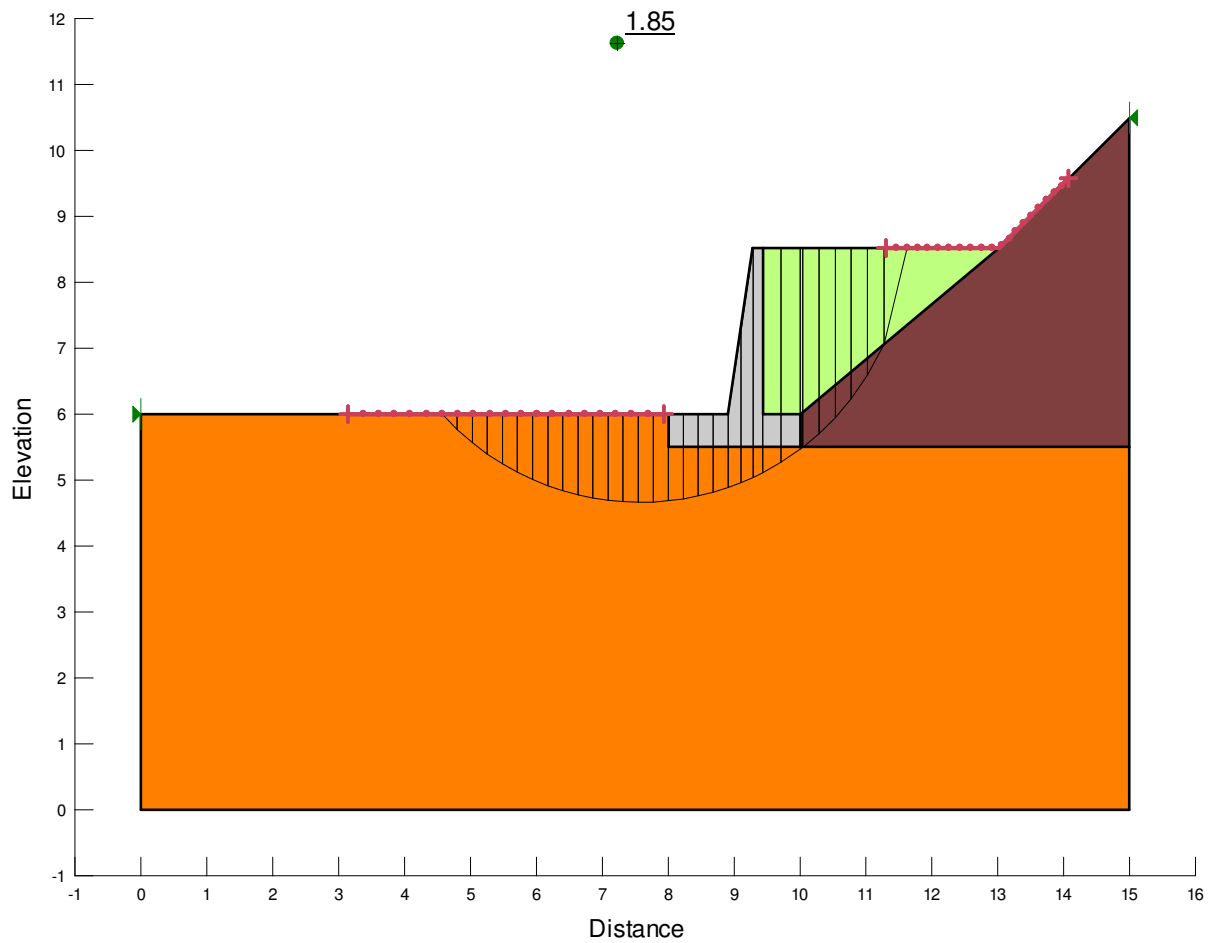


Figura 5: Muro tipo 3, risultati della verifica di stabilità in condizioni sismiche

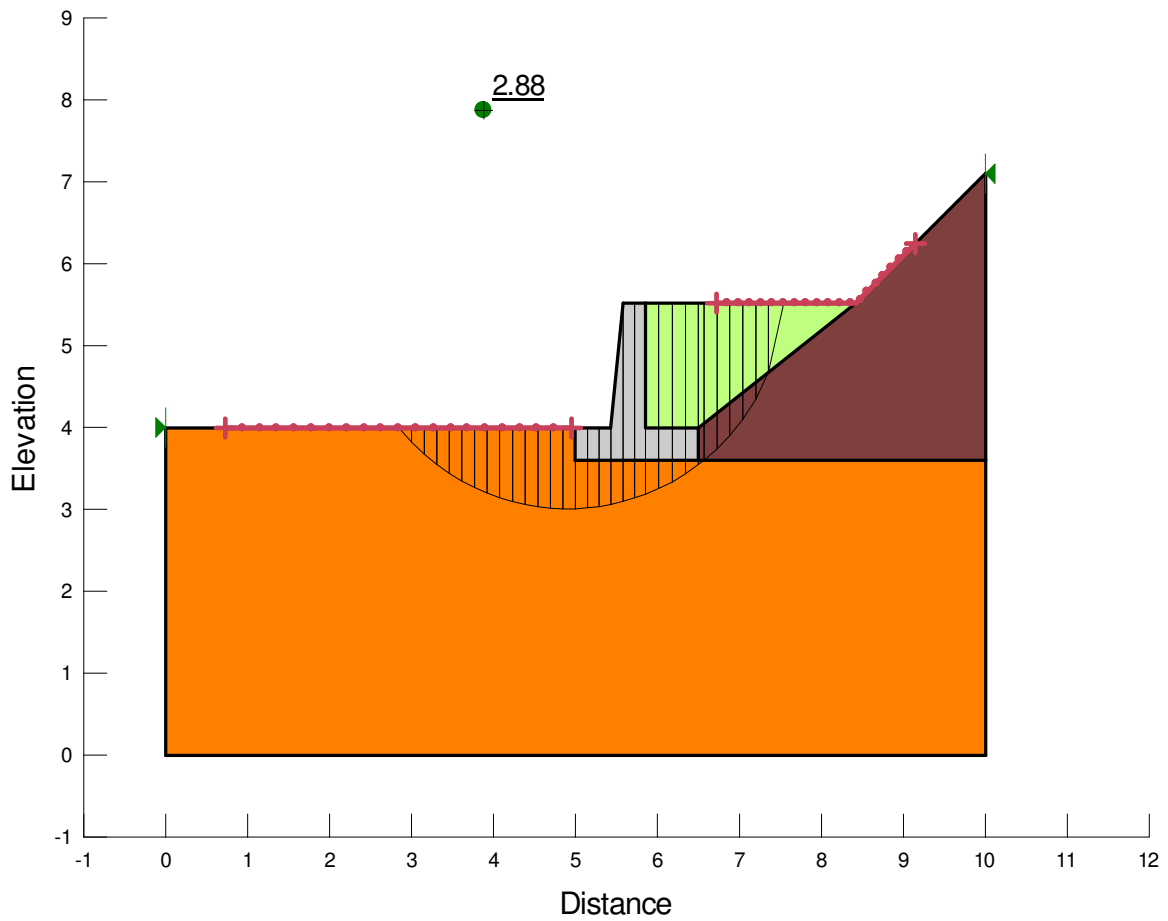


Figura 6: Muro tipo 4, risultati della verifica di stabilità in condizioni statiche

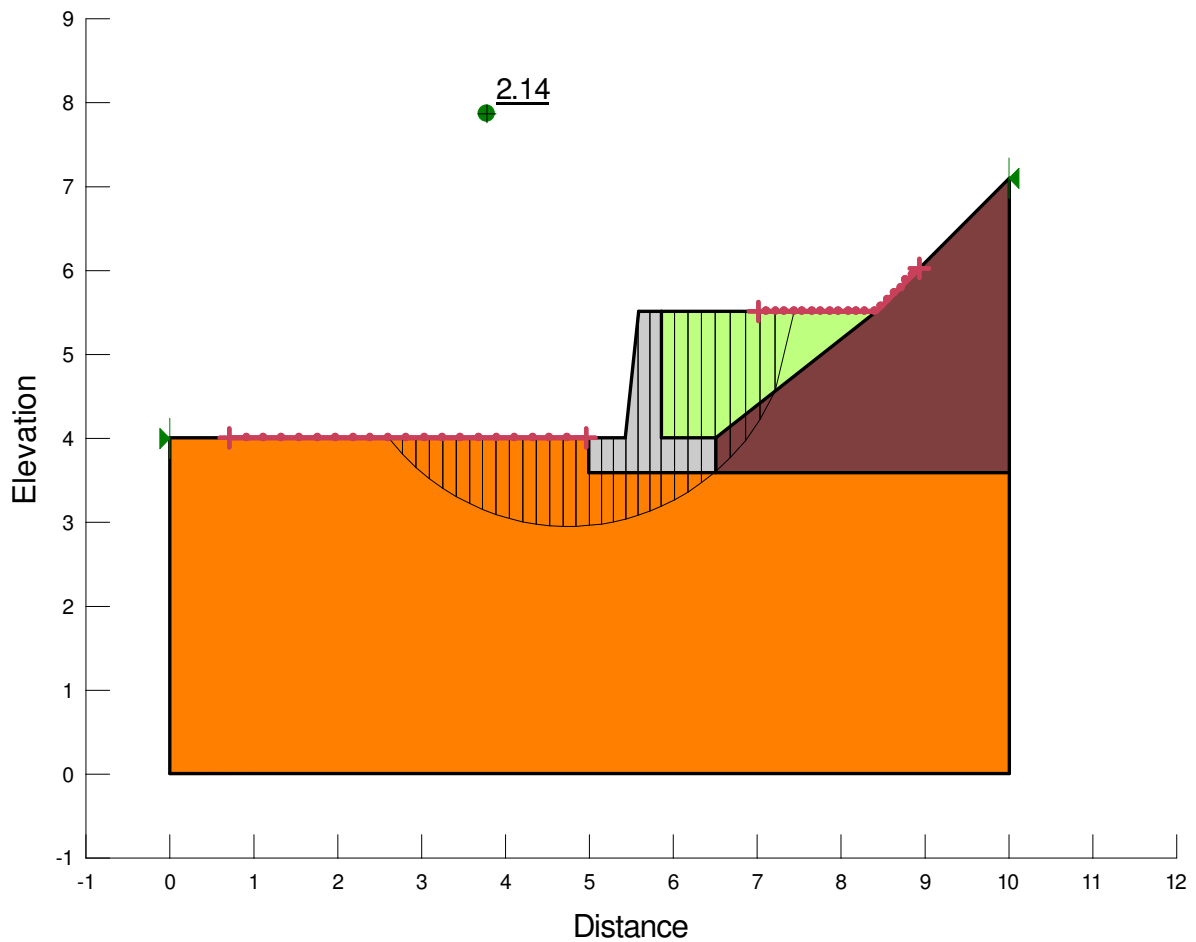


Figura 7: Muro tipo 4, risultati della verifica di stabilità in condizioni sismiche

15. VERIFICA UPL

Verifica non necessaria vista l'assenza di falda

16. VERIFICA HYD

Verifica non necessaria vista l'assenza di falda