



COMUNE DI OSINI
Provincia dell'Ogliastra
PROGETTO ARCHITETTONICO

**REALIZZAZIONE DI N.7 ALLOGGI DI E.R.P.
 NELLA ZONA B2 SULLA CIRCONVALLAZIONE
 A SUD-OVEST DELL'ABITATO**

PROGRAMMA COSTRUTTIVO DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA

D.G.R. 10/12/2002 N° 39/97 – D.G.R. 20/10/2011 N° 42/23

FABBRICATI

N° 2

ALLOGGI

N° 7

VANI

N° 31.96

○ PRELIMINARE
PROGETTO ● DEFINITIVO
 ● ESECUTIVO

IL PROGETTISTA
 Dott. Ing. Guerino MURGIA

I COLLABORATORI

Sophos Engineering s.r.l.
 Via Aosta n° 1 - 08100 NUORO
 Tel. 0784230351 Fax 07841826563

OGGETTO:

**PROGETTO
 STRUTTURALE:**

**RELAZIONE TECNICA
 E DI CALCOLO
 MURI STRADA TIPO
 TENSITER**

ALL.

ST.4

scala

data
 DICEMBRE 2014
 agg.

agg.

agg.

IL COMMITTENTE



azienda regionale per l'edilizia abitativa

DISTRETTO DI NUORO
 Via Piemonte n°2 - 08100 Nuoro
 (Tel. 0784/242200 - Fax 0784/32280)

*IL RESPONSABILE
 DEL PROCEDIMENTO*

Arch. Giovanni LAROCCA CONTE

Azienda Regionale Edilizia Abitativa - Nuoro

Realizzazione di n° 7 alloggi di E.R.P. nella zona B2 sulla circonvallazione a Sud-ovest

Muro di sostegno

Località: Osini (OG)

Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a. con componenti prefabbricati svolta ai sensi del D.M. 14/1/2008

Manufatti prodotti in serie dotati di marcatura "CE" ai sensi del D.M. 14.01.2008

La verifica della capacità portante della fondazione è svolta in base ai dati geotecnici di cui allo studio di compatibilità geologica e geotecnica.

**Progettista e calcolatore dei muri di sostegno prefabbricati previsti in quest'opera:
Dott. Ing. Guerino Murgia**

1. DISEGNI DI RIFERIMENTO

Muri prefabbricati tipo "uNM".

2. NORME DI RIFERIMENTO

La norma di riferimento assunta per la verifica delle strutture è il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 14/1/2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni" e le relative istruzioni (circ. 2/2/2009 n° 617).

Per quanto in esso non contenuto si è fatto riferimento a:

Classe di esposizione: linee guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in conformità con l'Eurocodice 2-1-1:2005 e la norma UNI EN 206-1.

Calcolo dell'apertura delle fessure nello stato limite di servizio: D.M. 9/1/96 e circ. min.LL.PP n°252 del 15/1/96.

Sismicità del Comune in cui sorge l'opera: tabella 1 allegata al D.M. 14/1/2008, aggiornata sul sito Internet del Ministero dei Lavori Pubblici

3. DATI GENERALI DI PROGETTO

Durata della vita nominale in servizio (tabella 2.4.I): **Tipo 2**

Vn = anni 50

Ambiente nel quale l'opera è costruita:

Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali

Tabella 1 - Materiali e loro resistenze

		Prefabbricati	Platea	Fondazione
Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)				
Resistenza caratteristica cubica R_{ck}	N/mm ²	45	30	20
Resistenza caratteristica cilindrica $f_{ck} = 0,83 R_{ck}$	N/mm ²	37.35	24.9	16.6
Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$	N/mm ²	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	N/mm ²	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctm} \cdot 0,7 / 1,5$	N/mm ²	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)				
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	tipo	B450C	B450C	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	N/mm ²	450	450	-
	N/mm ²	391.3	391.3	-

Tabella 2 - Coefficienti e parametri impiegati nei calcoli:

AZIONI	simboli	Verifiche SLU: Approccio 1		Verifiche SLE	Verifica sismica
		A1+M1+R1	A2+M2+R2		
Coefficienti parziali per le azioni (tabella 6.2.I):					
Peso proprio della struttura	g_1	1.3	1.0	1.0	1.0
Peso della terra portata	g_2	1.3	1.0	1.0	1.0
Spinta della terra	g_3	1.3	1.0	1.0	1.0
Sovraccarichi per carichi mobili	q_1	1.5	1.3	$1.0 \times \Psi$	0.20
Parametri geotecnici del terreno spingente (tabella 6.2.II):					
Angolo di resistenza al taglio	φ	30°	24.79°	30°	24.79°
Coesione efficace	c'_k	0.0	0.0	0.0	0.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	0.0	0.0	0.0	0.0
Peso specifico della terra	γ	18.60	18.60	18.60	18.60
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali (tabella 6.5.I; tranne il coeff 1.4 assunto dall'Euro-codice 7, tabella A.13, perché più cautelativo):					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.4	1.0	1.0
Scorrimento della fondazione	γ_r	1.0	1.0	1.0	1.0

Tabella 3 - Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche EQU (tabella 6.2.I):

AZIONI	simboli	Approccio 1: verifiche EQU
Carichi permanenti favorevoli (pesi)	γ_{G1f}	0.9
Carichi permanenti sfavorevoli (spinta delle terre)	γ_{G1s}	1.1
Carichi variabili favorevoli (peso del sovraccarico)	γ_{Q1f}	0.0
Carichi variabili sfavorevoli (spinta per effetto del sovraccarico)	γ_{Q1s}	1.5

Tabella 4 - Elenco delle sezioni trasversali verificate e loro posizione nell'opera

Sezione n°	Distanza da inizio muro m	Progressiva km	Altezza del muro m	Tipo di prefabb.	Note

Per ciascuna sezione trasversale sono state eseguite sei verifiche, esposte in sette schede successive.

Scheda 1 Verifica SLU: GEO e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1)

Scheda 2 Verifica SLU: GEO, EQU e STR, secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)

Scheda 3 Verifica SLE combinazione RARA ($\Psi = 1.0$), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.

Scheda 4 Verifica SLE combinazione FREQUENTE ($\Psi = 0.75$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni

Scheda 5 Verifica SLE combinazione QUASI PERMANENTE ($\Psi = 0$), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni

Scheda 6 Verifica sismica, con sovraccarico ridotto perché dovuto a carichi mobili ridotti

Scheda 7 Verifica della capacità portante del terreno di fondazione nelle verifiche SLU e sismica.

I dati geometrici e geotecnici di ciascuna sezione sono riportati nelle singole schede.

Le verifiche sono svolte con l'ausilio del codice di calcolo Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (schede 1 e 2)

4.1 Organizzazione del calcolo

Il calcolo di verifica agli stati limite delle varie opere di sostegno prefabbricate è svolto secondo il punto 6.5.3 del citato D.M. 14/1/08 nei due casi previsti dalla norma.

Nella **prima scheda** è svolta la verifica SLU di tipo strutturale (STR) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 1**, impiegando i coefficienti sopraindicati per il caso "**A1+M1+R1**" (cioè con angolo d'attrito del terreno effettivo e azioni maggiorate dai relativi coefficienti).

Nella **seconda scheda** è svolta la verifica SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio del corpo rigido (EQU) secondo l'**Approccio 1, Combinazione 2**, impiegando i coefficienti per il caso "**A2+M2+R2**" (cioè con la spinta della terra maggiorata avendo assunto un angolo d'attrito del terreno ridotto e azioni naturali; solo il sovraccarico sul rilevato è maggiorato).

In ciascuna delle due schede è effettuato:

- il calcolo delle spinte, dei pesi e dei loro momenti (GEO) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento (GEO) sul piano di posa
- la verifica al ribaltamento (EQU) rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- la verifica strutturale (STR) con il confronto tra le sollecitazioni e le resistenze nelle sezioni delle membrature

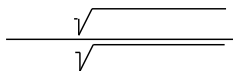
La verifica al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è svolto nella **settima scheda**, nella quale è effettuato il confronto tra l'insieme dei carichi agenti sulla fondazione e la sua resistenza.

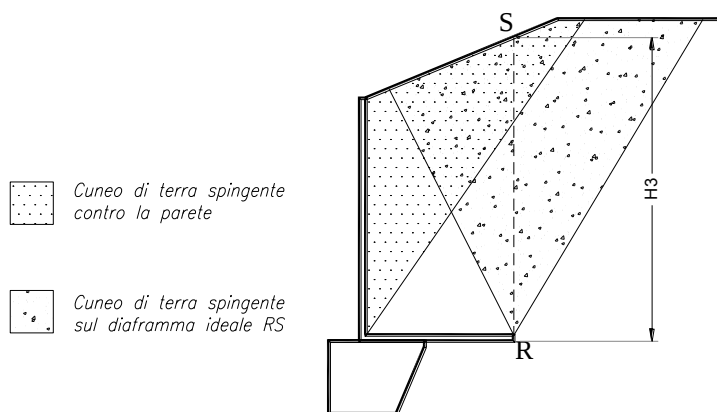
4.2 Calcolo delle azioni sulla struttura

Nella prima parte di queste due schede sono calcolati tutti i vari termini della combinazione fondamentale delle azioni che formano l'azione complessiva della struttura sul terreno di fondazione, struttura costituita dalla parete prefabbricata, dalla sua fondazione diretta, dalla platea sotto al terrapieno, dalla terra che sovrasta la platea, dai sovraccarichi sul rilevato, sotto l'azione della spinta del terrapieno e delle altre varie azioni eventualmente presenti

Tutte le azioni agenti sulla struttura sono state calcolate in base alle dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi coefficienti riportati nella tabella 2 della pagina 2.

4.2.1 Spinta della terra





estendere la formula di Rankine ai profili spezzati, individua per approssimazioni successive le giaciture dei due piani di scorrimento che generano simultaneamente la spinta massima e fornisce automaticamente il coefficiente di spinta attiva. Se le pendenze sono uguali i risultati coincidono con quelli della formula di Rankine. Dall'equilibrio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze. Chiameremo questo procedimento **"Cuneo a cavallo di R-S"**.

La spinta sulla fondazione è calcolata con un coefficiente di spinta K_3 su parete verticale. Il calcolo tiene conto che nei muri tipo N, T e F la platea impedisce al peso del terrapieno che la sovrasta di agire come sovraccarico per l'intera altezza del muro, come risulta dimostrato dall'analisi di tutti i possibili meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, svolta a sensi del punto 6.5.3.1 del D.M. 14/1/2008.

4.2.2 Spinta della falda freatica

Tutti i muri Tensiter sono dotati di un drenaggio particolarmente efficace.

Lo speciale profilato drenante inserito nel giunto tra i pannelli insieme alla nostra prescrizione di riempire l'ampio volume a tergo del muro con materiale drenante fino ad almeno 1/3 dell'altezza impediscono che si generino delle spinte significative dovute alla falda freatica.

Nel caso di sorgive a tergo del muro l'acqua fuoriesce facilmente convogliata dal materiale drenante sopra la platea o in appropriate tubazioni drenanti da disporre sopra la platea, paralleli alla facciata.

Nel caso di muri spondali in alveo la spinta sulla parete dovuta alla differenza fra il livello interno dell'acqua e quello esterno è molto contenuta anche in fase di stanca della piena, per l'efficienza del sistema di drenaggio. La platea, con la sua notevole larghezza, riduce il sifonamento e la formazione di sottopressioni idrauliche che potrebbero ridurre l'efficienza della fondazione. In pratica solo se la velocità di discesa della piena supera 1÷2 m/ora occorre tenere conto della spinta dell'acqua. Negli altri casi la spinta della falda freatica può essere trascurata.

4.2.3 Pesi e forze d'inerzia per le verifiche sismiche

Tutti i pesi e le forze d'inerzia delle varie parti della struttura e del rilevato sulla platea sono state calcolate in base alle loro dimensioni geometriche riportate in ciascuna scheda moltiplicate per i rispettivi pesi specifici e moltiplicate per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (muri Tensiter tipo "T") il calcolo tiene conto del peso di terra che può gravare su di esso. Ricordiamo, in merito, che il tirante è costruito curvo, dotato cioè di una curvatura il cui raggio è stato scelto in modo da compensare la parte del peso della terra che graverà su di esso.

Le esperienze e le opere costruite negli ultimi 35 anni hanno confermato che il carico gravante sul tirante è circa il 50% del peso del prisma di terra che sovrasta il tirante, assumendo come larghezza l'intero passo tra un tirante e l'altro. Con questa ipotesi il momento flettente sul tirante risulterebbe nullo. Eventuali differenze rispetto a questo valore generano un momento flettente residuo, e possono essere causate da diverse modalità di realizzazione del rilevato. Nel calcolo S.L.U. abbiamo fatto l'ipotesi che ben il 30% del peso dell'intero prisma sopra definito agisca, in più o in meno, sul tirante, il quale, ai fini del calcolo, risulta una trave incastrata a entrambe le estremità. Pertanto, tenuto conto della sua curvatura, il tirante è verificato per portare qualunque valore del carico compreso tra il 20% e l'80% del peso della terra e del sovraccarico che lo sovrastano.

Nel calcolo SLE abbiamo tenuto conto che ancora il 25% del peso del citato prisma gravi, in più o in meno, sul tirante e abbiamo calcolato l'ampiezza delle fessure con questa ipotesi.

4.3 La verifica allo scorrimento sul piano di posa risulta dal confronto tra la componente orizzontale di tutte le azioni (spinte e eventuali altre forze agenti sulla struttura) e la resistenza del terreno allo scivolamento, espressa dal prodotto di tutti i pesi e le varie componenti verticali di ogni azione per il coefficiente d'attrito della struttura sul terreno di fondazione.

La spinta passiva sulla parete esterna della fondazione non è presa in conto a favore della stabilità.

Si noti che il punto 6.5.3.1.1. del D.M. 14/1/08 ci autorizzerebbe a tenerne conto di una parte significativa, dal momento che il cordolo di fondazione è gettato sempre direttamente contro terra (perché privo di armature) e pertanto, prima di fare presa, il calcestruzzo spinge contro la parete la propria spinta idrostatica. Pertanto questa parte della spinta passiva (circa il 40 ÷ 50%), essendo generata per la modalità costruttiva senza richiedere alcuno spostamento per attivarsi, potrebbe essere presa in conto.

4.4 Lo stato limite di ribaltamento tratta l'equilibrio dell'insieme sopraelencato come se fosse un corpo rigido. Pertanto calcola i momenti delle varie azioni rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione (punto "O" delle figure riportate nelle schede) previo averli moltiplicati per i rispettivi coefficienti parziali esposti nella nostra tabella 3, che riporta i valori delle tabelle 2.6.1. e 6.2.1. del D.M. 14/1/08.

4.5 Il collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno risulta dalla verifica che la capacità portante del terreno di fondazione sia maggiore della risultante calcolata in base alla somma di tutte le azioni e alla sua posizione, dalla quale dipende l'ampiezza del nastro di appoggio sul terreno. Questo confronto è svolto nella scheda 7. La capacità portante è calcolata con la formula di Brinch-Hansen del 1970

La verifica è svolta a sensi del terzo capoverso del punto 6.5.3.1.1 del DM 14/1/08. Nella prima colonna la verifica è svolta secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3), nella seconda secondo l'approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+M3), tenendo conto in entrambe dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica è favorevole se la capacità portante risulta maggiore del carico anche in una sola delle due condizioni.

Nella terza colonna è svolta la verifica nel caso sismico, assumendo pari a uno tutti i coefficienti moltiplicativi delle azioni e delle resistenze. Il calcolo della capacità portante tiene conto della riduzione per in coefficiente di Paolucci e Pecker 1997.

4.6 Verifica delle sezioni in c.a. allo s.l.u.

Se il profilo del terreno spingente è rettilineo, la spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

$$K_0 = \frac{\sin^2(\psi + \varphi)}{\sin^2\psi * \sin(\psi - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2 \varphi / 3$.

Essa corrisponde all'equilibrio di un cuneo di terra, aderente alla parete del muro, separato dal terrapieno da una superficie piana, con la giacitura che genera la massima spinta sulla parete e quindi la più sfavorevole alla verifica delle sezioni.

L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori molto maggiori di quelli sulla sezione R-S se il terreno spingente è orizzontale o poco ripido.

Su ogni sezione le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate in base alla spinta della terra agente dalla sezione in su e tengono conto anche della componente verticale della spinta e del peso della struttura sopra la sezione e di ogni altra azione esterna (urti, carichi sulla struttura, sbalzi, ecc.).

Nel calcolo della spinta è stato trascurato, per semplicità e a favore della stabilità, lo spessore della parete, considerando quindi che la spinta agisca direttamente sulla facciata del muro.

Negli altri casi (profilo spezzato, sovraccarico applicato a una parte del rilevato) useremo una procedura che chiameremo "Cuneo contro la parete".

Essa consiste nel suddividere l'intera altezza della parete prefabbricata in striscie di altezza piccola (in genere m 0.5), a partire dal livello della terra. Per la base di ogni striscia si determina il cuneo di terra spingente limitato dalla parete e da un piano di scorrimento la cui giacitura è quella che genera la spinta massima. Trovato il cuneo che spinge di più, la scomposizione del peso del cuneo nelle direzioni delle reazioni sulle due superfici di scorrimento determina la spinta sulla parete.

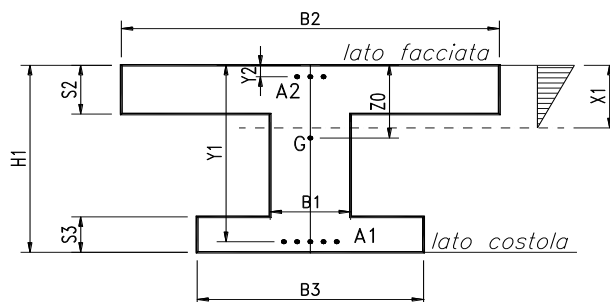
La spinta su ogni striscia corrisponde alla differenza fra la spinta fino alla base della striscia e quella fino alla base della striscia precedente; da essa si ricava la pressione media della terra sulla striscia.

La spinta fino alla base di ogni striscia corrisponde all'andamento dello sforzo di taglio sulla parete: il momento flettente e lo sforzo normale sono ricavati da essa.

I risultati mettono in evidenza che la spinta della terra nei muri di sottoscampa non è a 1/3 dell'altezza ma assai più in alto, eliminando così un errore estremamente diffuso a sfavore della sicurezza.

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo espresse al punto 4.1.2.1 del D.M. 14/1/2008

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema della figura nel seguito allegata:



Per ogni sezione verificata, oltre alle principali dimensioni geometriche, sono esposti:

M_{Ed} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .

M_{Edu} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , calcolato sulla sezione spostata della misura a_1 data dalla formula [4.1.2.2] (= décalage)

N_{Ed} = sforzo normale di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i .

V_{Ed} = sforzo di taglio di calcolo, dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q_i , modificato dalla componente V_{md} della trazione dell'acciaio perpendicolare al lembo compresso nelle sezioni di altezza variabile.

α° = inclinazione media delle armature trasversali rispetto all'asse baricentrico della trave.

$ctg\theta$ = cotangente dell'inclinazione θ dei puntoni d'anima rispetto all'asse della trave, scelta dal progettista in modo che sia rispettata la prescrizione della formula [4.1.16]. La colonna non è compilata se il taglio resistente senza staffe V_{cd} è già maggiore di quello delle forze esterne V_{Ed} .

M_{Rd} = momento flettente baricentrico a cui resiste la sezione allo stato limite ultimo in presenza dello sforzo normale N_{Ed} .

V_{Rd} = sforzo di taglio resistente della sezione. Esso è il valore minimo tra V_{Rcd} e V_{Rsd} , ove:

V_{Rcd} = resistenza di calcolo a "taglio compressione" (formula 4.1.19)

V_{Rsd} = resistenza di calcolo a "taglio trazione" (formula 4.1.18)

Tutte le sezioni sono provviste di armatura resistente al taglio.

Il calcolo del taglio resistente non tiene conto del contributo dei ferri piegati.

L'area delle staffe presa in conto nel calcolo della resistenza a taglio è stata ridotta della sezione destinata a reggere la spinta o il peso della terra sulle ali della sezione, azioni che sono carichi appesi o indiretti.

La resistenza delle armature resistenti al taglio presa in conto nel calcolo di V_{Rsd} è la minore fra quella di aderenza, calcolata a sensi del punto [4.1.2.1.1.2], e quella che compete alla sezione resistente metallica.

Dal confronto tra le sollecitazioni esterne e quelle resistenti risulta che tutte le sezioni sono conformi alle norme.

4.7 Verifica del collegamento tra platea e fondazione

La componente orizzontale corrisponde alla spinta della terra su R-S diminuita dell'eventuale attrito sulla faccia inferiore della platea.

Il collegamento non richiede alcuna armatura perché dai calcoli di verifica risulta sempre che la risultante cade nelle vicinanze della mezzera del contatto, o almeno non vicino ai punti M e Q della figura.

Tenuto conto che la platea, per le sollecitazioni cui è soggetta, si incurverà sollevandosi tra M e Q mentre la fondazione, massiccia, si deformerà poco, la componente verticale dello sforzo si ripartirà in due forze localizzate nelle vicinanze dei punti M e N.

Dunque, se la risultante cade fra M e Q, in entrambe i punti lo sforzo sarà di compressione e tenderà a mantenere le parti a contatto, garantendo l'indeformabilità del collegamento.

Il codice di calcolo determina le due componenti verticali nei punti M e Q. Se la componente più piccola non raggiunge almeno il 15% della somma delle due componenti, il codice segnala il pericolo. Per poter proseguire occorre o ridimensionare la fondazione, o assegnare appropriate dimensioni alle armature previste in questo caso.

La componente orizzontale è agevolmente trasmessa per attrito, dal momento che risulta tra il 25% e il 40% di quella verticale, mentre il coefficiente d'attrito assume valori prossimi a 1,0, tenuto conto la platea è gettata sulla fondazione che ne costituisce lo stampo e quindi ne acquisisce tutte le irregolarità dovute alla scabrezza della sua superficie.

5. VERIFICA DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (schede 3, 4 e 5)

Nella **terza scheda** è svolta la verifica di esercizio SLE con calcolo elastico-lineare in base alla spinte, pesi e sovraccarichi massimi effettivamente agenti (**combinazione rara**), al fine di calcolare le tensioni massime di esercizio nell'acciaio e nel calcestruzzo e verificarne la compatibilità con i valori esposti al punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/1/08.

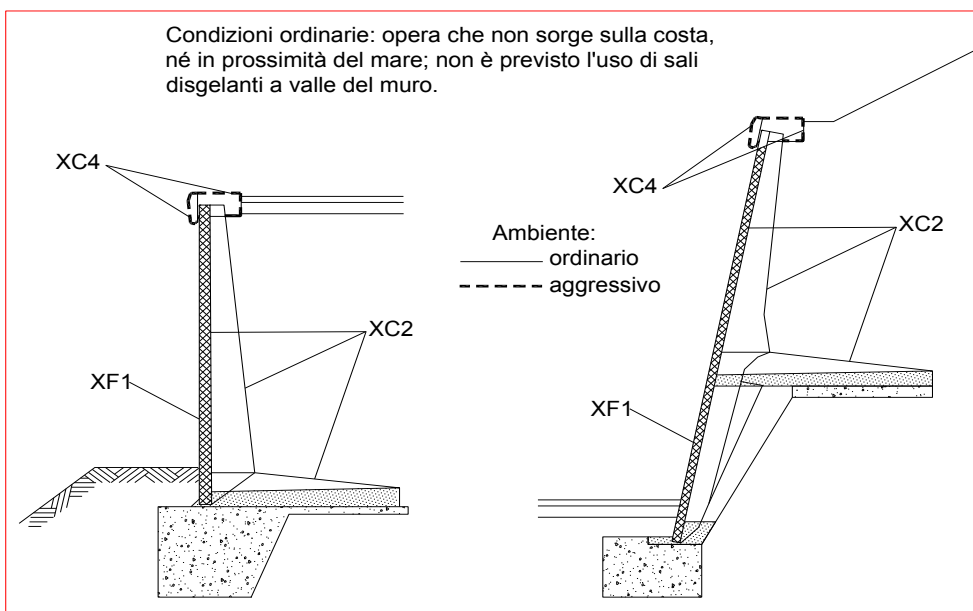
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del D.M. 14/1/2008.

Queste due schede sviluppano il calcolo dell'ampiezza delle fessure tenendo conto del ricoprimento di calcestruzzo previsto nei disegni e riportato nelle schede, per verificarne la compatibilità con l'ampiezza massima prevista dalla tabella 4.1.IV del DM 14/1/08.

5.1 Classe di esposizione agli agenti aggressivi

I criteri di scelta della classe di esposizione delle varie superfici della struttura sono quelli esposti al punto 4.1 della tabella UNI-EN 206-1, classi riportate anche al punto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Dal momento che l'opera in progetto non sorge sulla costa, né in prossimità del mare, né in ambiente gelivo tale da richiedere l'uso di sali disgelanti, consideriamo esposta ad un ambiente **aggressivo** solo l'eventuale copertina di coronamento della facciata, le cui superfici sono ciclicamente secche e bagnate, soggette a corrosione delle armature indotta da carbonatazione.



Pertanto abbiamo considerato le superfici del manufatto soggette alle seguenti classi di esposizione della tabella UNI EN 206-1:

XC4 = Superfici soggette al contatto con l'acqua, ciclicamente secche e bagnate, non comprese nella classe XC2 (che è meno gravosa della XC4).

XF1 = Facciata: superficie verticale esposta alla pioggia e al gelo. Grado moderato di saturazione, in assenza di sali disgelanti.

XC2 = Intradosso e costola della parete prefabbricata, platea gettata in opera, fondazione in c.a.: tutte superfici che si trovano in ambiente bagnato, raramente secco. La classe **XC2** e la classe **2b** del prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2 sono descritte come condizione ambientale tipica delle fondazioni.

5.2 Copriferri

Il valore della tolleranza Δc_{dev} relativo alla misura del copriferro non è uniforme su tutte le pareti del prefabbricato. Sulla facciata esterna e interna della parete è ± 5 mm; sulla costola (fianchi e estradosso) è $+5/-0$, in quanto il procedimento costruttivo assicura queste misure. Per i getti in opera valgono i valori di legge cioè ± 10 mm. I copriferri, definiti come distanza dalla parete dell'estradosso dalla staffa (da non confondere con i ricoprimenti = distanza dalla parete dell'estradosso delle armature principali) nelle varie parti della struttura corrispondenti alle classi di esposizione sopra indicate sono riportate nella tabella 5. Essa riporta pure l'apertura caratteristica ammessa per le fessure, stabilita nel capitolo 4.1.2.2.4 del DM 14/1/08 per le armature poco sensibili.

Tabella 5 - Copriferri e ampiezza delle fessure

Vita dell'opera: 50 anni Condizioni ordinarie: opera che non sorge sulla costa, né in prossimità del mare; non è previsto l'uso di sali disgelanti a valle del muro	PREFABBRICATO TENSITER			PLATEA	FONDAZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "I"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo R_{ck} N/mm ²	45	45	45	30	20
Classificazione dell'ambiente	XC3	XC3	XF1	XC2	
Spessore del copriferro:					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	20	25	20	20	
Tolleranza di lavorazione	5	$\pm 5/-0$	5	10	
Maggior spessore per durata	0	0	0	0	
TOTALE da norma mm	25	25	25	30	
Spessore indicato nei disegni mm	30$\pm$5	30$\pm$5	35$\pm$5	30+10/-0	
Ampiezza massima delle fessure:					
Combinaz. frequente mm	0.3	0.3	0.4	0.4	
Combinaz. quasi permanente mm	0.2	0.2	0.3	0.3	

5.3 Calcolo dell'ampiezza delle fessure

Per il calcolo dell'ampiezza delle fessure abbiamo scelto come metodo consolidato quello esposto nel D.M. 9/1/96 e dalle relative istruzioni contenute nella Circ. Min. LL.PP. n° 252 AA.GG./S.T.C del 15/10/96

Nei tabulati di verifica le caratteristiche della sollecitazione sono calcolate con i metodi del calcolo elastico lineare, senza ridistribuzioni, con coefficiente di omogeneizzazione pari a 6.

I sovraccarichi naturali sull'impalcato e sul terrapieno sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 per le azioni variabili sui ponti stabiliti dalla Tab. 5.1.VI (strade) e 5.2.IV (ferrovie) del citato decreto.

I momenti flettenti esposti nelle tabelle sono calcolati rispetto alla facciata del pannello o alla facciata inferiore della platea.

La descrizione geometrica della sezione avviene secondo lo schema già esposto nella verifica allo stato limite ultimo.

5.4 Calcolo delle tensioni di esercizio (4.1.2.2.5)

Sono inoltre esposte le tensioni di trazione nell'acciaio e di compressione nel calcestruzzo per confrontarne i valori con i massimi stabiliti per lo stato limite di tensione di esercizio.

Per la combinazione caratteristica **rara**, in base alle resistenze caratteristiche dei materiali impiegati, risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): } \sigma_c < 0.83 \cdot 45 \cdot 0.60 = 22.41 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): } \sigma_c < 0.83 \cdot 30 \cdot 0.60 = 14.94 \text{ MPa}$$

Per la combinazione di carico **quasi permanente** risultano le seguenti limitazioni:

$$\text{Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): } \sigma_c < 0.83 \cdot 45 \cdot 0.45 = 16.81 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): } \sigma_c < 0.83 \cdot 30 \cdot 0.45 = 11.21 \text{ MPa}$$

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

$$\sigma_s < 0.80 \cdot 450 \text{ MPa} = 360 \text{ MPa}$$

Tutti i risultati dimostrano la conformità del progetto alle norme richiamate.

6. VERIFICA SISMICA (scheda 6)

Il calcolo di verifica della stabilità globale dell'opera e di verifica delle sollecitazioni è effettuato con il metodo dell'analisi pseudo-statica (punto 7.11.6.2.1), in base al valore dell'accelerazione massima a_g attesa in superficie e del fattore di amplificazione orizzontale F_0 indicati nell'allegato B della norma, aggiornati sul sito Internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 04/01/15

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato buoni risultati nelle verifiche sismiche, dovuti all'ampio dimensionamento della platea stabilizzatrice e alla sostanziale robustezza della parete. Dobbiamo attenderci risultati pratici ancora migliori, dovuti a tre prerogative tipiche dei muri Tensiter:

a) La fondazione è massiccia, sempre gettata contro terra e quindi senza che si formino vuoti laterali. Invece, nelle fondazioni dei muri usuali con pareti casserate, i rinfilanchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto che, nell'alternarsi di sforzi di compressione e decompressione generati dal sisma, tende a compattarsi permettendo il movimento del muro;

b) La fondazione non può ribaltare, perché la sua facciata superiore è vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, le impedisce di ruotare. Pertanto cresce la capacità portante del terreno sotto la fondazione perché, per raggiungere il collasso, occorre superare la pressione unitaria limite non solo sul bordo esterno ma anche sul bordo interno. Il calcolo della capacità portante non tiene conto di questo meccanismo favorevole;

c) La spinta della terra sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Infatti appena il cuneo spingente inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, il sovraccarico su di esso si azzerà perché è portato dalla platea.

Per questi motivi i muri Tensiter nel loro normale dimensionamento sono di massima adatti fino ad accelerazioni locali al suolo $A_g/g = 0,10 \div 0,15$ g per quelli di classe "L", $0,15 \text{ g} \div 0,25$ g per quelli di classe "M" e $0,25 \text{ g} \div 0,35$ g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tutti i parametri locali (categoria di sottosuolo, categoria topografica, ecc.).

Il muro Tensiter di controripa **"Tipo F"** gode di ulteriori eccellenti requisiti di funzionalità in caso di sisma. Infatti, a differenza di ogni altra opera di sostegno, il muro "F" è dotato di una cerniera lineare che separa la struttura in elevazione, prefabbricata, dalla fondazione diretta. Tutte le spinte e i pesi sono trasmesse alla fondazione tramite la cerniera lineare.

Questa disposizione è molto favorevole in caso di sisma. Infatti:

a) Il suolo di fondazione è sostanzialmente preservato dalle brusche variazioni di posizione della risultante, indotte dal sisma. Mentre in un muro di sostegno tradizionale, rigido, il suolo sotto la fondazione è soggetto a una deformazione plastica a ogni oscillazione del sisma per effetto della variazione della spinta e del conseguente spostamento della risultante sul suolo, nel muro tipo F questo fenomeno è estremamente ridotto, perché lo spostamento della risultante sul suolo è molto contenuta per la vicinanza al suolo della cerniera lineare.

b) L'incremento di deformazione della parte superiore della struttura a ogni oscillazione è molto più contenuta che in un muro tradizionale. Se infatti per qualche istante del ciclo oscillatorio la resistenza della struttura è insufficiente a contrastare l'azione sismica essa inizierà a ruotare attorno alla cerniera di base, ma di gran lunga prima che la deformazione determini un ribaltamento della struttura il senso dell'accelerazione si inverte e viene recuperata, grazie alla cerniera, la situazione iniziale.

Nel muro tipo "F" i fenomeni di plasticizzazione del terreno di fondazione, per effetto dei quali dopo ogni oscillazione non può più essere recuperata la posizione precedente, sono molto ridotti.

Tutto ciò premesso calcoleremo la struttura con le modalità usate nelle opere di sostegno rigide, non tenendo conto dei fenomeni favorevoli sopra esposti.

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di	Osini
Coordinate geografiche della località:	Latitudine - Longitudine -
Periodo di vita nominale V_N della costruzione	anni 50
Classe d'uso IV Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	$C_U = 2$
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione	anni 100
Consequente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV ($P_{V_r}=10\%$)	anni 949
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)	$a_g/g = 0.076$
Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	$F_0 = 3.00$
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)	B
Suolo di tipo B: Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{30} compresi tra 360 e 800 m/s (resist. penetr. $N_{spt} > 50$, $C_u > 250$ kPa)	
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	$S_s = 1.200$
Categoria topografica (tab 3.2.IV)	T1
(l'opera non sorge in prossimità di cigli scoscesi isolati, né in prossimità di creste strette e ripide)	
Corrispondente coeff. di amplificazione topografica (tab 3.2.VI)	$S_T = 1.0$
Accelerazione orizzontale massima attesa	$A_{max}/g = 0.091$
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	$\beta_m = 0.18$
Muro di sostegno prefabbricato, flessibile, non vincolato in cima e in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (7.11.6.2.1)	
Coefficiente di riduz. dei sovraccarichi accidentali durante il sisma	$\psi_{2\varphi} = 0.20$

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6)	$K_h = \beta_m S_s S_T a_g / g = 0.0164$
Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7)	$K_v = 0.5 K_h = 0.0082$

6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

Il calcolo è svolto secondo l'approccio 1, combinazione 2, cioè angolo d'attrito ridotto, forze d'inerzia che si sommano alle spinte, coefficienti parziali A_2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sulla struttura di sostegno deve essere calcolata nell'istante più gravoso dell'oscillazione sismica, corrispondente alla presenza simultanea della massima accelerazione orizzontale e del massimo alleggerimento verticale dovuto alle forze d'inerzia.

In tale istante la direzione della risultante del peso e delle forze d'inerzia applicata a ogni singola massa (terreno spingente, parete prefabbricata, platea, fondazione, ecc.) risulta ruotata, rispetto alla verticale, dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - K_v)) = 0.95^\circ$$

La formula di Mononobe e Okabe determina il coefficiente di spinta della terra contro una parete piana con la teoria di Coulomb, secondo la quale in aderenza alla parete piana del muro si forma un cuneo di terra spingente limitato verso il terrapieno da una superficie di scorrimento piana. Infatti la loro formula corrisponde alla formula di Coulomb assumendo come direzione verticale quella della risultante del peso e delle forze d'inerzia: ruotando la sezione dell'angolo Θ , e quindi incrementando l'inclinazione del rilevato di Θ e diminuendo l'angolo fra orizzontale e parete di Θ , la formula di Coulomb diventa la formula di Mononobe e Okabe prescritta dall'Eurocodice e dalle norme.

Il calcolo delle sollecitazioni sulla parete è svolto in analogia ai casi non sismici precedentemente svolti, ma il coefficiente di spinta sulla parete è calcolato in generale, con la **prima formula di Mononobe-Okabe**:

$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \sin^2\psi * \sin(\psi - \Theta - \delta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta - \Theta)}{\sin(\psi - \Theta - \delta) * \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

o con la **seconda formula di Mononobe-Okabe** se l'angolo d'attrito φ è inferiore a $\beta + \Theta$:

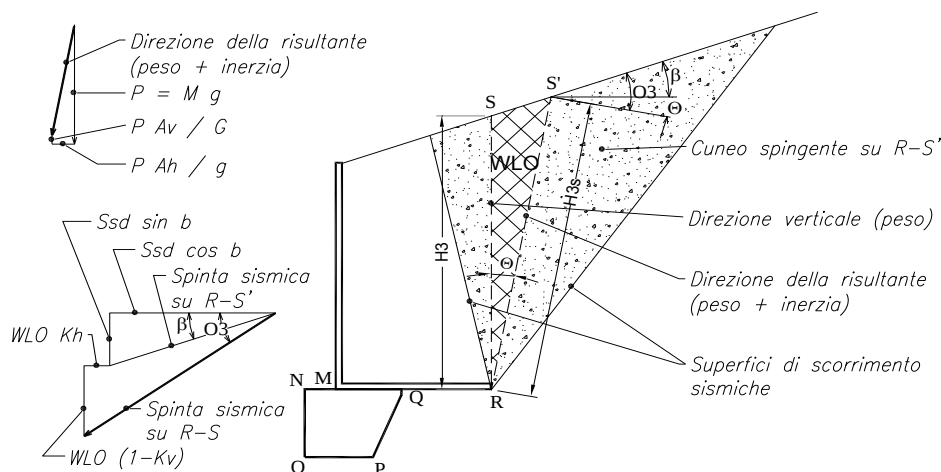
$$K_o = \frac{\sin^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta * \sin^2 \psi * \sin(\psi - \Theta - \delta)}$$

- φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \arctan(\tan(\varphi/1.25))$
- β = Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0^\circ$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
- ψ = Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90^\circ$ se la parete interna strapiomba
- δ = Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2/3 \varphi$.
- Θ = Angolo di rotazione sismica.

Per il calcolo della stabilità globale e della risultante sulle fondazioni dobbiamo però calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R-S innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea.

La formula di Mononobe e Okabe non è applicabile in quanto la sezione ideale R-S non separa il rilevato da una parete rigida, ma c'è della terra dalle due parti di R-S. Dunque il cuneo spingente si sviluppa anche nel terreno a valle di R-S.

Il modello non corrisponde neanche approssimativamente, perché nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter, come nei muri di sostegno tipo cantilever con gli usuali dimensionamenti, la platea sotto al terrapieno è ampia e il cuneo spingente ha lo spazio per svilupparsi completamente anche a valle.



Nel pieno rispetto del 2° capoverso del § 7.11.6.2.1 del DM 14/1/08 e in perfetta analogia con la formula di Mononobe e Okabe, abbiamo calcolato la spinta E_d sulla sezione R-S cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani di scorrimento le cui giaciture sono neamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio: forze di massa sono ruotate dell'angolo Θ .

Per stabilire il procedimento di calcolo consideriamo la sezione ideale R-S', ottenuta dalla sezione R-S dell'angolo Θ attorno al punto R della figura. Essa avrà la direzione delle forze d'inerzia nell'istante più gravoso. Il coefficiente di spinta della terra sulla sezione I in quanto:

- se la superficie del rilevato è piana, vale la formula di Rankine per terreni in pendenza: l'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$. L'angolo di inclinazione della spinta rispetto all'orizzontale è $\beta + \Theta$, perché, per la teoria di Rankine, la spinta su ogni sezione parallela alla massa è sempre parallela alla superficie del rilevato;
- se la superficie del rilevato è una spezzata, vale la routine che determina per approssimazione il coefficiente di spinta per i profili spezzati, incrementando le due inclinazioni. La routine ci fornisce anche l'angolo di inclinazione Θ_3 della spinta rispetto all'orizzontale. Dunque l'angolo di inclinazione del rilevato rispetto alla normale è $\Theta_3 + \beta$.

La spinta su R-S' si ottiene ovviamente moltiplicando il quadrato dell'altezza R-S' per il coefficiente di spinta. Tenendo conto dell'inclinazione della spinta precedentemente determinata, orizzontale e verticale, della spinta su R-S'.

La spinta della terra su R-S si ottiene aggiungendo alla spinta su R-S' il peso e la forza compressa fra le sezioni R-S e R-S'.

Dividendo la spinta così ottenuta per il quadrato dell'altezza di R-S e per il peso specifico del terreno si ottiene il coefficiente di spinta su R-S.

Dal rapporto fra le componenti verticali e orizzontali prima determinate abbiamo anche l'angolo di inclinazione della spinta su R-S rispetto all'orizzontale.

Chiameremo questi procedimenti di calcolo della spinta sismica sul diaframma ideale R-S con il nome di

"Rankine sismico" se il coefficiente di spinta su R-S' è calcolato con la formula di Rankine

"cuneo a cavallo di R-S" se la spinta su R-S' è calcolata con la procedura prima descritta

6.6 Calcolo delle forze d'inerzia

Nelle verifiche della stabilità della struttura durante il sisma il calcolo tiene conto che tutte le masse della struttura e della terra che sovrasta la platea fino alla sezione R'-S' sono soggette a forze inerziali, addizionandole alle spinte. Pertanto tutte le forze d'inerzia sono prese in conto: a monte della sezione R'-S', come maggior spinta della terra per effetto della formula di Mononobe-Okabe; a valle di R'-S' computandole in base alla massa di ogni parte di struttura. Le masse sono calcolate in base alle dimensioni geometriche di ogni parte; le forze d'inerzia orizzontali, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale K_h , sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

6.7 Spinta passiva della terra davanti alla fondazione in caso sismico

Prendiamo in conto il 50% della spinta passiva, dal momento che essa risulta sostanzialmente già attivata durante la costruzione della struttura, come esposto in precedenza. Il coefficiente di spinta è calcolato con la formula di Mononobe-Okabe, assumendo, a favore della stabilità, l'angolo d'attrito ϕ ridotto, $\beta = 90^\circ$, $\delta = 0^\circ$.

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \Theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \cdot \sin(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \Theta)}} \right]^2}$$

- ϕ = Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\phi/1.25))$
 ε = Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0^\circ$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
 ψ = Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90^\circ$ se la parete strapiomba
 δ = Angolo di resistenza al taglio fra il terreno di fondazione e la parete della fondazione gettata contro terra. E' stato assunto $\delta = 0$ a favore della stabilità.
 Θ = Angolo di rotazione sismica

Nonostante l'incremento delle azioni e la riduzione delle resistenze dovuto alla nostra scelta (a nostro avviso obbligatoria) di rispettare la congruenza del disegno della struttura ruotata di Θ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e quelle di tutto il terrapieno che sovrasta la platea.

Tutti i valori risultanti dal calcolo sono riportati nelle relative schede.

7. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI (scheda 7)

Il calcolo della capacità portante limite di fondazioni superficiali in sabbia e ghiaia, o altri terreni lievemente coesivi, è stata effettuata con il metodo di Brinch Hansen (formula del 1970).

I tre termini classici della portanza N_c , N_q , N_γ sono calcolati tenendo conto:

- delle caratteristiche geotecniche del terreno (Coesione, Angolo d'attrito, Peso specifico, Inclinazione del terreno a valle)
- dei dati geometrici della fondazione (Dimensioni, Profondità di posa, Inclinazione del piano di posa);
- dell'inclinazione dei carichi agenti sulla fondazione (Componente verticale e orizzontale, Larghezza dell'impronta nastriforme)

Esso è sviluppato nella scheda 7 denominata "Calcolo della capacità portante delle fondazioni", nella quale sono riportate tutte le formule impiegate. I valori numerici sono calcolati con identica procedura per la combinazione 1 ($A1+M1+R1$), per la combinazione 2 ($A2+M2+R2$) e per il calcolo sismico. Essi sono sviluppati in tre colonne successive.

Nelle ultime righe della tabella sono riportate le azioni sul terreno calcolate nelle schede di verifica per le tre combinazioni. La verifica della struttura al collasso per superamento del carico limite dell'insieme fondazione-terreno risulta dal confronto tra le azioni sulla fondazione e la sua capacità portante.

8. CODICI DI CALCOLO

8.1 Tipo di analisi svolta

Trattandosi di strutture molto semplici, sostanzialmente isostatiche, il calcolo è effettuato con i metodi numerici della scienza delle costruzioni, determinando direttamente le reazioni sul terreno e le sollecitazioni delle varie membrature in base a semplici considerazioni sulla composizione delle varie azioni agenti sulla struttura e delle loro reazioni vincolari.

La verifica della resistenza delle sezioni in cemento armato normale è stata fatta con soluzioni esatte basate su distribuzioni tensionali a parabola-rettangolo per le verifiche a stato limite ultimo e sismiche, e su distribuzioni tensionali elastico-lineari parzializzate per le verifiche SLE e per la fessurazione.

8.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Tutte le schede allegate alla presente relazione sono state compilate automaticamente mediante il programma di calcolo Muri 2008' vers.2.5.6, realizzato dai tecnici della Tensiter s.p.a. con la collaborazione diretta e continua dell'Ing. Carlo Chiaves, inventore delle strutture Tensiter e autore del codice di calcolo.

8.3 Affidabilità dei codici utilizzati

Il programma di calcolo "Muri 2008" è il risultato della completa revisione, aggiornamento e completamento del precedente programma "Muri 2006", già sviluppato con il codice Visual-basic della Microsoft. Questo programma a sua volta discende, dopo un'infinità di perfezionamenti, revisioni e aggiornamenti, dal programma prodotto inizialmente in Basic dall'ing. Carlo Chiaves nel lontano anno 1974. Esso, già allora integralmente automatizzato, fu prodotto e utilizzato per la verifica delle strutture Tensiter nella prima denuncia di prefabbricazione "in serie" al Consiglio Superiore dei LL.PP. del 1975.

Ogni estensione, aggiornamento, revisione è sempre stata testata numericamente in modo completo, cioè è sempre stato effettuato il confronto tra i risultati del calcolo ottenuti con il codice e quelli realizzati con un calcolo a mano, con la completa riconciliazione dei risultati anche per gli sviluppi del calcolo sui percorsi logici alternativi

In base ai risultati di questo programma o delle sue precedenti versioni sono state costruite almeno 15.000 opere di sostegno Tensiter, in Italia e all'estero, in condizioni molto diversificate, comprendenti muri di sostegno del corpo stradale, muri di sottoscarpa, muri di controripa fino a 15 m di altezza, muri spondali in alveo, muri per sistemazione di frane, spalle di ponti e altre opere in condizioni di impiego anomale. Almeno 100.000 sezioni trasversali di muri di sostegno sono state verificate con questo programma.

Riteniamo che la straordinaria affidabilità dimostrata dalle strutture Tensiter nei più svariati impieghi (oltre 5.000.000 di m² di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (...), DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u., Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative estere. La coerenza dei risultati fra le varie normative è la prova della sua affidabilità.

Il programma è dotato di autodiagnostica per quasi tutte le verifiche più importanti richieste dalle varie norme. Cioè il programma provvede a evidenziare automaticamente scrivendo in rosso, talora su fondino giallo, i risultati insufficienti o contrastanti con la norma scelta, o giudicati inadatti del progettista delle strutture Tensiter.

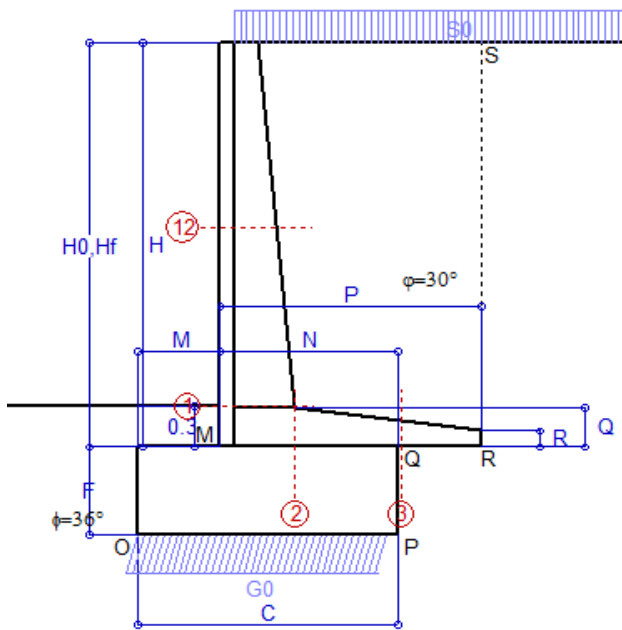
Pertanto l'esame di controllo dei principali risultati consiste sostanzialmente nell'accertare che non appaiano dei risultati evidenziati dal computer come insufficienti.

Il progettista delle strutture prefabbricate
(Dott. Ing. Giuseppe Pili)

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.65$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$M = 0.60$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$
$R = 0.12$ m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H = 3.00$ m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 = 0.00^\circ$
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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 1.3	36.3	59.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	29.4	63.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	25.7	29.3
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	174.6	278.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.2	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.1	38.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 69.9	M₉ = 123.7	P₉ = 240.4	M₈ = 345.8

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 non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 = 0.0$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$Q_8 = 0.00$ m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 = 240.4$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	$C_8 = 1.85$ m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			$\sigma_t = 0.130$ MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			$\beta = 16.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 168.3 > 1 * E_d = 1 * S_9 = 69.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * M_8 = 311 > E_d = 1.1 * M_9 = 136.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 118$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 82$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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° , ctg $\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	63.6	63.6	34.2	42.7	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.70	7.10	2.58	6.40	132.9	119.2
2	41.4	41.4	0.0	53.6	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	10.41	103.8	146.7
3	22.3	22.3	0.0	35.3	19.5	14.6	125.0	125.0	-	3.28	8.21	3.83	7.85	47.3	97.9
12	14.2	16.7	14.8	18.0	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.53	4.02	2.58	3.96	54.8	52.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

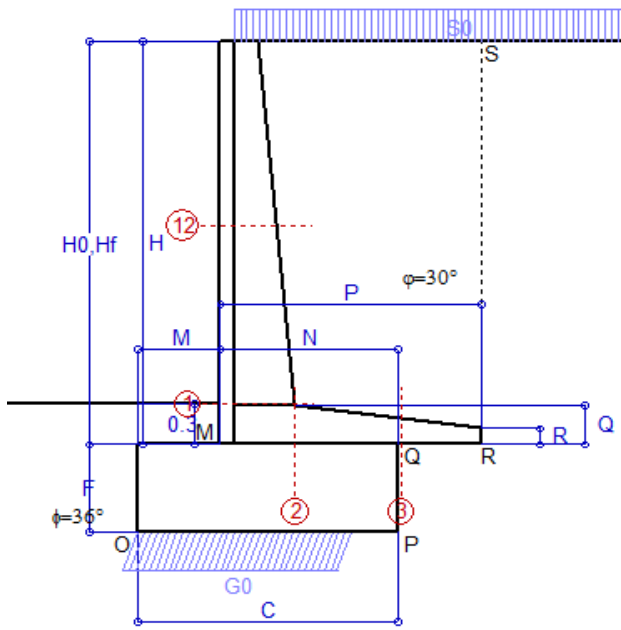
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.00 m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 =$	3.00 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.00 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	24.79°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.29 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	34.2	56.5	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	31.3	67.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	19.7	22.5
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	139.7	222.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.4	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	30.9	29.3
TOTALI (GEO)	70.9	124.6	190.4	274.5
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	79.7	140.6	201.9	295.6

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 =	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 =	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 =	190.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 =	1.57 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				σ_t =	0.121 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				β =	20.4°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 113.1 > E_d = S_9 = 79.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 295.6 > E_d = M_9 = 140.6$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 107$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 53$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 2.99

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

$K_0 =$ 0.364

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{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° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	64.8	64.8	27.6	43.2	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.66	7.10	2.58	6.40	132.1	119.3
2	42.1	42.1	0.0	54.6	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	10.41	103.8	146.7
3	17.4	17.4	0.0	27.5	19.5	14.6	125.0	125.0	-	3.28	8.21	3.83	7.85	47.3	97.9
12	14.6	17.2	12.0	18.6	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.52	4.02	2.58	3.96	54.6	52.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

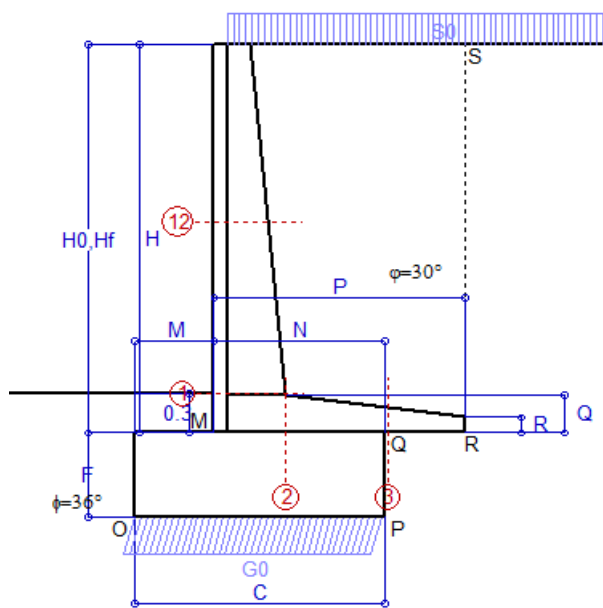
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
27.90	46.03	0.00	0.00
19.60	42.14	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	22.50
0.00	0.00	128.57	205.31
3.27	0.48	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
S₉ = 50.77	M₉ = 88.66	P₉ = 179.19	M₈ = 257.14

Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.900$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.471$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 179.19$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.88$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.095$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.8^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.76

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	45.4	25.3	40.0	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	131	3.30	38	0.069
2	29.5	0.0	54.6	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	112	4.51	40	0.000
3	16.6	0.0	41.8	125.0	19.5	14.6	8.21	3.83	145	6.59	40	0.000
12	9.9	10.9	15.4	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	68	1.62	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

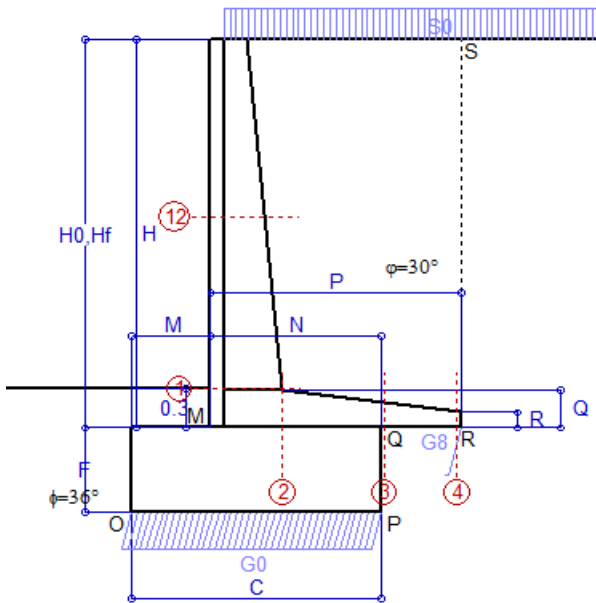
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
27.90	46.03	0.00	0.00
14.70	31.60	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	22.50
0.00	0.00	119.26	190.88
3.16	0.47	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
S₉ = 45.76	M₉ = 78.11	P₉ = 169.88	M₈ = 242.71

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su 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

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.107$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.599$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 2.36$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.02$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 167.52$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.088$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.1^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.50

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	39.3	23.7	35.5	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	113	2.87	38	0.000
2	25.5	0.0	47.3	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	97	3.90	40	0.000
3	13.8	0.0	36.3	125.0	19.5	14.6	8.21	3.83	121	5.51	40	0.000
4	0.0	0.0	0.0	125.0	12.4	7.4	4.16	3.83	1	0.03	40	0.000
12	8.2	10.0	13.1	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	56	1.35	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

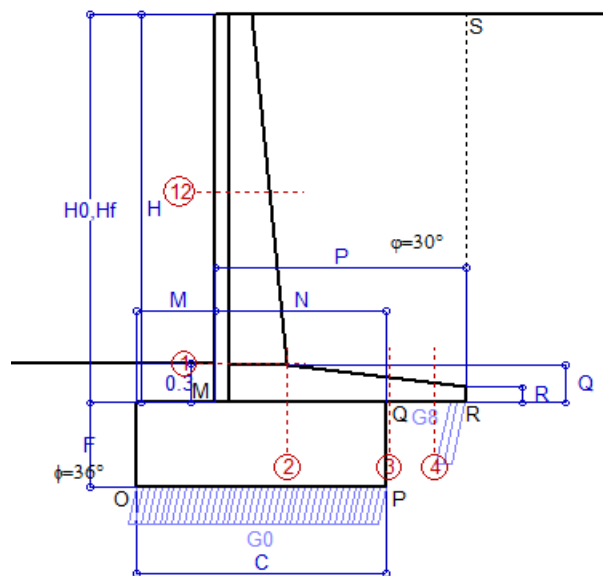
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
 con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 3.00$ m	Prefabbricato tipo u30NM	$H_0 = 3.00$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.00$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 1.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.29$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
27.90	46.03	0.00	0.00
0.00	0.00	19.75	22.50
0.00	0.00	91.33	147.59
2.83	0.44	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 30.73$	$M_9 = 46.47$	$P_9 = 141.95$	$M_8 = 199.42$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 4.291

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.233

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 13.41$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.12$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 128.54$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.068$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.72

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

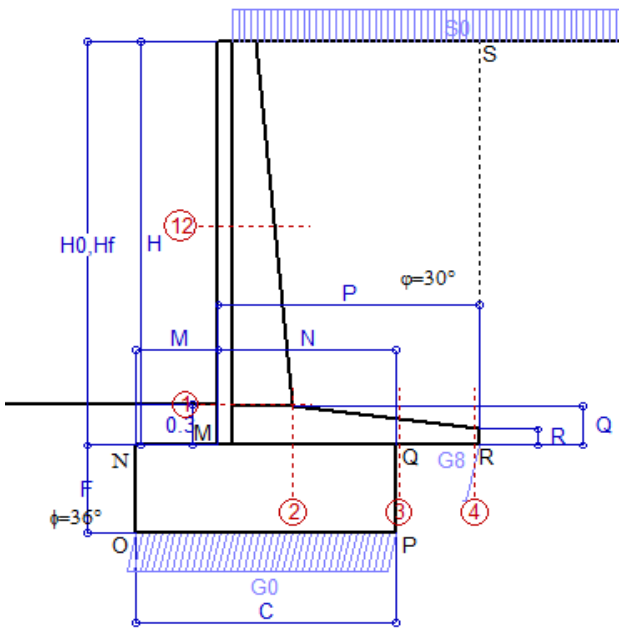
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	21.1	18.8	22.1	114.7	54.0	47.3	7.10	2.58	58	1.57	38	0.000
2	13.7	0.0	27.3	125.0	29.0	24.1	11.62	3.83	52	2.09	40	0.000
3	3.5	0.0	15.0	125.0	19.5	14.6	8.21	3.83	31	1.41	40	0.000
4	-1.0	0.0	0.0	125.0	15.0	9.9	5.01	3.83	23	1.00	40	0.000
12	3.1	7.5	6.1	113.5	40.6	33.7	4.02	2.58	19	0.54	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 3.00$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 1.90$ m
 $Q = 0.29$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo $a_g/g = 0.076$
Prefabbricato tipo u30NM
 $H_0 = 3.00$ m
 $H = 3.00$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_8 = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okata) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	34.3	56.6	1.4	3.4
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	4.8	10.4	0.2	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.3	0.5	19.7	22.3
Peso terra e sovraccarico x 1	1.5	3.4	97.9	157.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.0	0.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.2	30.6	29.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.1*	-3.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	46.4	71.7	149.8	213.2

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 2.1$ kN
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 147.6$ kN
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.078$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 12.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 96.0 > E_d = S_9 = 46.4$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -4.8 = 217.0 > E_d = M_9 = 71.7$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 68$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 49$ kN

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) $K_0 = 0.375$
 Freccia in cima al pannello mm 1.43

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	33.0	33.0	20.6	26.7	54.0	47.3	114.7	14.7	73°, 1.0	3.62	7.10	2.58	6.40	131.2	122.9
2	21.4	21.4	0.0	27.8	29.0	24.1	125.0	125.0	-	4.12	11.62	3.83	10.41	103.8	146.7
3	11.8	11.8	0.0	19.9	19.5	14.6	125.0	125.0	-	3.28	8.21	3.83	7.85	47.3	97.9
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.4	7.4	125.0	125.0	-	2.19	4.17	3.83	0.00	-16.4	48.3
12	5.7	6.9	8.3	8.8	40.6	33.7	113.5	13.5	73°, 1.0	2.49	4.02	2.58	3.96	54.2	54.7

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u30NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.65		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

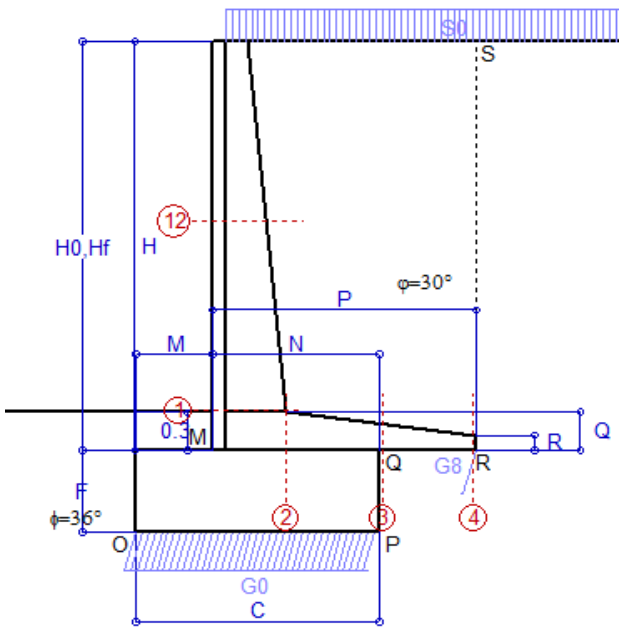
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	240.4	190.4	147.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.22°	20.43°	12.89°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	69.9	70.9	33.8
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.85	1.57	1.90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	0.92	0.79	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	0.95	0.95	0.95
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	255.44	110.37	160.44
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.14	1.18	1.15
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.50	0.39	0.59
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	42.71	20.54	32.24
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.20	1.16
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.56
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	208.74	54.11	119.75
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.36	0.25	0.46
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.507	0.185	0.312
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	669.2	291.4	593.6
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	240.4	190.4	147.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.25 m	Prefabbricato tipo u32NM	$H_0 =$	3.25 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.25 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m2
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m3
$P =$	2.05 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m3
$Q =$	0.31 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.25 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	42.6	73.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	31.9	72.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	28.6	33.9
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	200.1	334.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.8	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.1	38.1
TOTALI (GEO e STR)	$S_9 =$	$M_9 =$	$P_9 =$	$M_8 =$
	77.3	146.7	268.8	406.5

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	3.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.02 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	265.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.90 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.140 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.0°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) * R_0 = 188.2 > 1 * Ed = 1 * S_9 = 77.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 * M_8 = 366 > Ed = 1.1 * M_9 = 161.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 128$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 98$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	78.4	78.4	38.5	48.2	56.3	49.5	115.2	15.2	73°, 1.0	3.91	7.57	3.14	6.19	148.6	119.5
2	51.0	51.0	0.0	63.7	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	10.23	121.2	155.7
3	34.2	34.2	0.0	44.7	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	59.7	111.3
4	0.0	0.0	0.0	0.0	12.3	7.3	125.0	125.0	-	2.19	4.15	3.83	0.00	-16.2	47.8
12	15.7	18.4	15.7	19.1	41.2	34.4	113.7	13.7	73°, 1.0	2.60	4.02	3.14	3.96	56.2	52.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

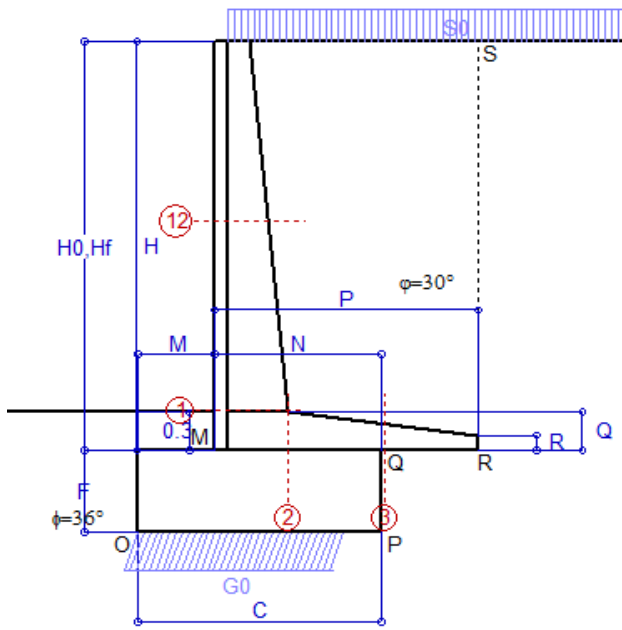
con il programma Tensiter "Muri 2008" vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.25 m	Prefabbricato tipo u32NM	$H_0 =$	3.25 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.25 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	24.79°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.05 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.31 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.25 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	40.2	69.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	33.9	77.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	22.0	26.1
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	159.8	266.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.8	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	30.9	29.3
TOTALI (GEO)	77.9	147.3	212.7	322.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	87.5	166.2	226.2	348.0

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 212.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.65 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.129 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 20.1°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 126.7 > E_d = S_9 = 87.5$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 348.0 > E_d = M_9 = 166.2$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 116$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 66$ kN

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) $K_0 = 0.364$

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} (1) sulla sez. naturale	M_{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° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	79.7	79.7	31.0	48.7	56.3	49.5	115.2	15.2	73°, 1.0	3.87	7.57	3.14	6.19	147.6	119.5
2	51.8	51.8	0.0	64.8	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	10.23	121.2	155.7
3	28.8	28.8	0.0	36.0	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	59.7	111.3
12	16.2	19.0	12.7	19.7	41.2	34.4	113.7	13.7	73°, 1.0	2.59	4.02	3.14	3.96	55.9	52.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

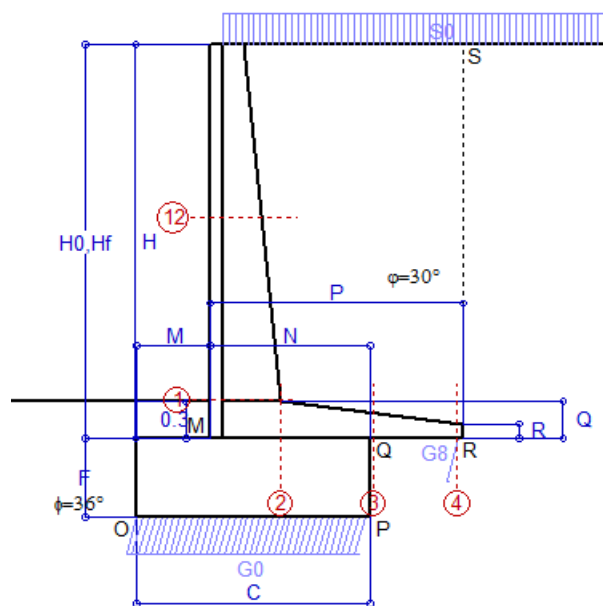
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 3.25$ m	Prefabbricato tipo u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.25$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.25$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
32.74	56.76	0.00	0.00
21.23	48.31	0.00	0.00
0.00	0.00	21.99	26.06
0.00	0.00	147.74	247.28
2.18	0.35	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 56.16$	$M_9 = 105.41$	$P_9 = 200.61$	$M_8 = 302.67$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.871$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.501$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 4.46$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.04$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 196.15$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.103$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.10

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	56.1	28.6	45.8	115.2	56.3	49.5	7.57	3.14	145	3.66	38	0.086
2	36.4	0.0	64.7	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	118	4.86	40	0.000
3	23.4	0.0	51.6	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	158	7.25	40	0.000
4	-0.1	0.0	0.0	125.0	12.7	7.6	4.27	3.83	1	0.08	40	0.000
12	11.0	11.5	16.4	113.7	41.2	34.4	4.02	3.14	74	1.74	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

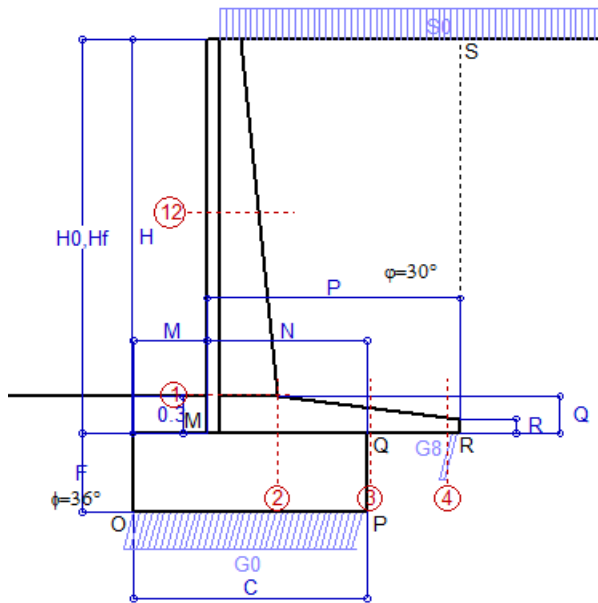
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.25 m	Prefabbricato tipo	u32NM	$H_0 =$	3.25 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello		$H =$	3.25 m
$F =$	0.65 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°	
$M =$	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	14.7 kN/m ²	
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³	
$P =$	2.05 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³	
$Q =$	0.31 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	3.25 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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
32.74	56.76	0.00	0.00
15.93	36.23	0.00	0.00
0.00	0.00	21.99	26.06
0.00	0.00	137.70	230.95
2.14	0.34	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
S₉ =	50.81	M₉ =	93.33
P₉ =	190.56	M₈ =	286.35

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su 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

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.068$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.626$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 8.02 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.07 \text{ m}$

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 182.54 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90 \text{ m}$

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.096 \text{ MPa}$

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 14.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 1.80

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	48.9	26.8	40.9	115.2	56.3	49.5	7.57	3.14	126	3.20	38	0.062
2	31.8	0.0	56.4	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	103	4.24	40	0.000
3	18.7	0.0	43.9	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	127	5.80	40	0.000
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	13.3	8.3	4.51	3.83	5	0.27	40	0.000
12	9.1	10.6	14.0	113.7	41.2	34.4	4.02	3.14	61	1.46	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

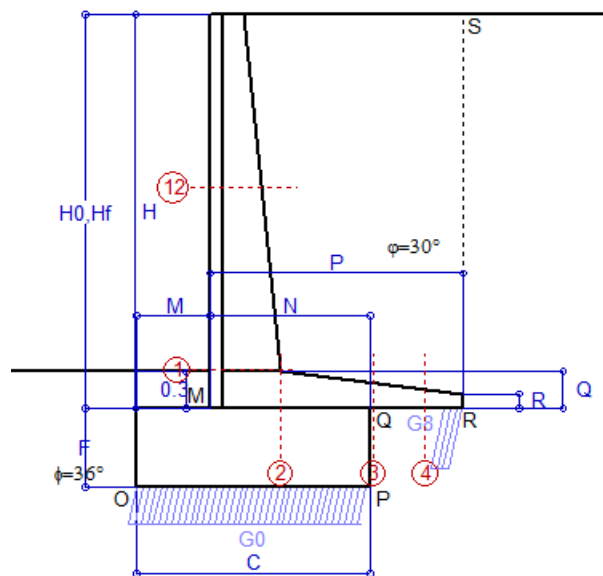
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
 con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 3.25$ m	Prefabbricato tipo u32NM	$H_0 = 3.25$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.25$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.05$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.31$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.25$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
32.74	56.76	0.00	0.00
0.00	0.00	21.99	26.06
0.00	0.00	107.56	181.98
2.00	0.33	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
S₉ = 34.75	M₉ = 57.09	P₉ = 160.43	M₈ = 237.38

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 4.158$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 3.232$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 18.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 141.61$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.075$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 0.90

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

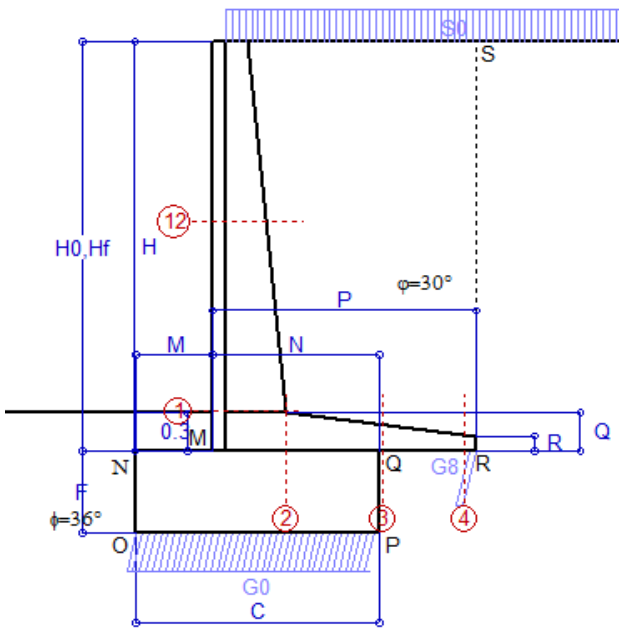
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. c+Φ _{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	27.2	21.5	26.3	115.2	56.3	49.5	7.57	3.14	68	1.82	38	0.000
2	17.7	0.0	31.4	125.0	30.5	25.5	12.91	3.83	58	2.36	40	0.000
3	5.5	0.0	20.8	125.0	21.3	16.3	9.63	3.83	37	1.69	40	0.000
4	-1.8	0.0	0.0	125.0	15.9	10.8	5.41	3.83	39	1.62	40	0.000
12	3.6	8.0	6.6	113.7	41.2	34.4	4.02	3.14	22	0.60	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 3.25$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 2.05$ m
 $Q = 0.31$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo $a_g/g = 0.076$
Prefabbricato tipo u32NM
 $H_0 = 3.25$ m
 $H = 3.25$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del muro $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.25$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okada) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	40.2	69.8	1.6	4.3
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.2	11.9	0.2	0.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.5	21.9	25.8
Peso terra e sovraccarico x 1	1.7	4.2	114.6	193.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.7	0.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.2	30.6	29.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.1*	-3.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	51.7	87.1	168.9	253.2

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 6.2$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 162.7$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.086$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.2^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 106.7 > E_d = S_9 = 51.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -4.8 = 257.1 > E_d = M_9 = 87.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 76$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 56$ kN

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) $K_0 = 0.375$
 Freccia in cima al pannello mm 1.75

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	41.9	41.9	23.4	31.0	56.3	49.5	115.2	15.2	73°, 1.0	3.83	7.57	3.14	6.19	146.6	123.3
2	27.3	27.3	0.0	34.1	30.5	25.5	125.0	125.0	-	4.41	12.91	3.83	10.23	121.2	155.7
3	16.8	16.8	0.0	25.0	21.3	16.3	125.0	125.0	-	3.52	9.63	3.83	7.82	59.7	111.3
4	-0.2	-0.2	0.0	0.3	13.2	8.1	125.0	125.0	-	2.27	4.45	3.83	0.00	-17.9	51.5
12	6.4	7.8	8.8	9.5	41.2	34.4	113.7	13.7	73°, 1.0	2.57	4.02	3.14	3.96	55.6	55.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u32NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.65		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

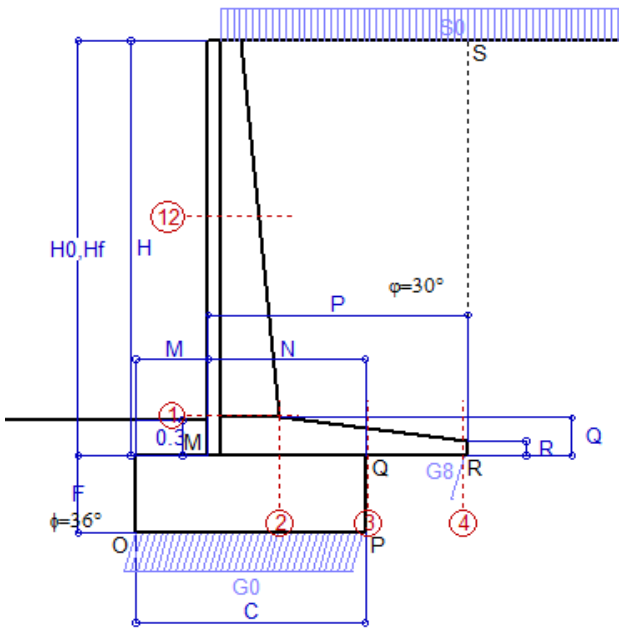
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	265.9	212.7	162.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.03°	20.11°	13.19°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	76.4	77.9	38.1
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.90	1.65	1.90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	0.95	0.82	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	0.95	0.95	0.95
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	257.10	111.87	158.15
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.17	1.15
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.51	0.40	0.59
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	43.01	20.90	31.72
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.19	1.16
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49	0.36	0.55
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	217.76	58.26	117.20
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.36	0.25	0.45
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.518	0.191	0.307
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	702.8	314.3	583.4
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	265.9	212.7	162.7

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	49.4	89.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	34.3	82.3	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	31.2	37.8
Peso terra e sovraccarico x1.3x1.5	0.0	0.0	222.0	382.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	2.3	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.1	38.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	85.9	172.4	293.3	458.5

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	4.7 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.03 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	288.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.90 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.152 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 205.3 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 85.9$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 413 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 189.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 140$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 108$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe $\alpha^\circ, \text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	95.1	95.1	43.0	53.9	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.10	8.04	3.14	6.01	164.8	119.5
2	61.8	61.8	0.0	74.1	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	10.32	133.1	161.5
3	45.0	45.0	0.0	51.5	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.75	10.38	4.52	8.03	69.8	121.2
4	0.0	0.0	0.0	0.1	12.5	7.4	125.0	125.0	-	2.39	4.20	4.52	0.00	-18.0	51.2
12	17.1	20.0	16.4	20.0	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.62	4.02	3.14	3.96	56.9	53.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

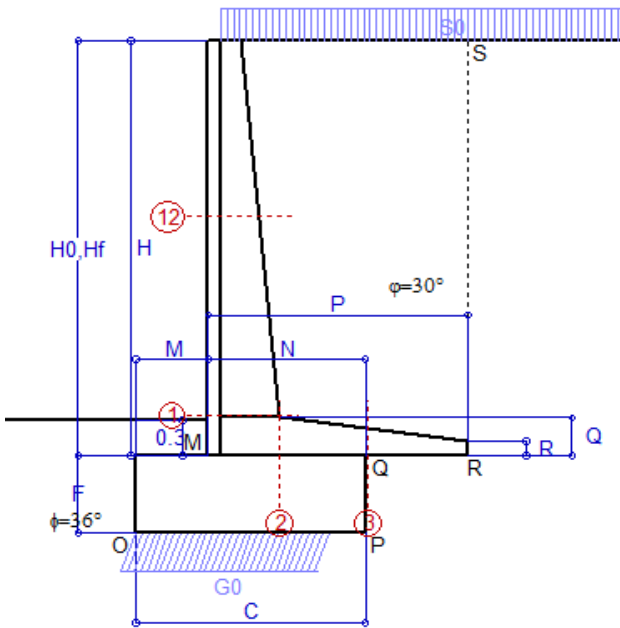
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.50 m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 =$	3.50 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.50 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \phi / 1.25) =$	$\phi =$	24.79°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.32 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	46.6	84.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	36.5	87.6	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	24.0	29.1
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	176.9	304.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.1	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	30.9	29.3
TOTALI (GEO)	86.2	172.7	231.8	363.0
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	96.8	194.7	246.9	392.5

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 231.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 1.64 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.141 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 20.4°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 138.3 > E_d = S_9 = 96.8$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 392.5 > E_d = M_9 = 194.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 128$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 73$ kN

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) $K_0 = 0.364$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	96.5	96.5	34.6	54.4	58.6	51.6	115.2	15.2	73°, 1.0	4.06	8.04	3.14	6.01	163.6	119.6
2	65.1	65.1	0.0	73.9	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	10.32	133.1	161.5
3	38.8	38.8	0.0	41.7	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.75	10.38	4.52	8.03	69.8	121.2
12	17.6	20.6	13.3	20.6	41.6	34.8	113.6	13.6	73°, 1.0	2.60	4.02	3.14	3.96	56.6	53.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

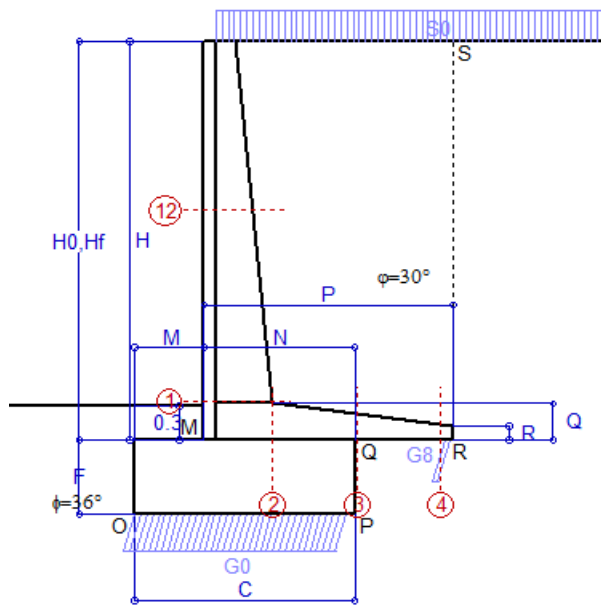
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
37.98	68.99	0.00	0.00
22.87	54.88	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	29.10
0.00	0.00	164.27	283.37
1.75	0.31	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 62.59$	$M_9 = 124.18$	$P_9 = 219.12$	$M_8 = 341.81$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.753$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.450$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 9.37$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.07$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 209.75$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.85$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.113$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.52

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	68.2	31.9	51.9	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	160	4.05	38	0.104
2	44.3	0.0	75.6	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	131	5.31	40	0.000
3	27.6	0.0	57.2	125.0	22.9	17.9	10.38	4.52	159	7.18	40	0.000
4	-0.2	0.0	0.0	125.0	13.4	8.3	4.50	4.52	5	0.29	40	0.000
12	11.9	12.1	17.3	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	80	1.86	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

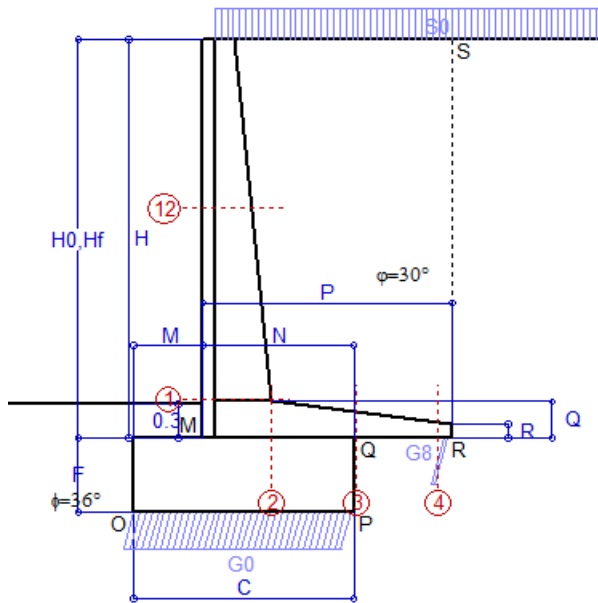
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
37.98	68.99	0.00	0.00
17.15	41.16	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	29.10
0.00	0.00	153.73	265.73
1.73	0.31	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 56.86$	$M_9 = 110.45$	$P_9 = 208.58$	$M_8 = 324.16$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.935

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.568

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 9.81$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.08$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 198.77$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.105$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.18

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	59.8	30.0	46.6	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	139	3.56	38	0.080
2	38.8	0.0	66.3	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	115	4.66	40	0.000
3	25.2	0.0	53.0	125.0	22.9	17.9	10.38	4.52	145	6.56	40	0.000
4	-0.3	0.0	0.0	125.0	13.6	8.5	4.55	4.52	7	0.35	40	0.000
12	9.9	11.1	14.8	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	66	1.56	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

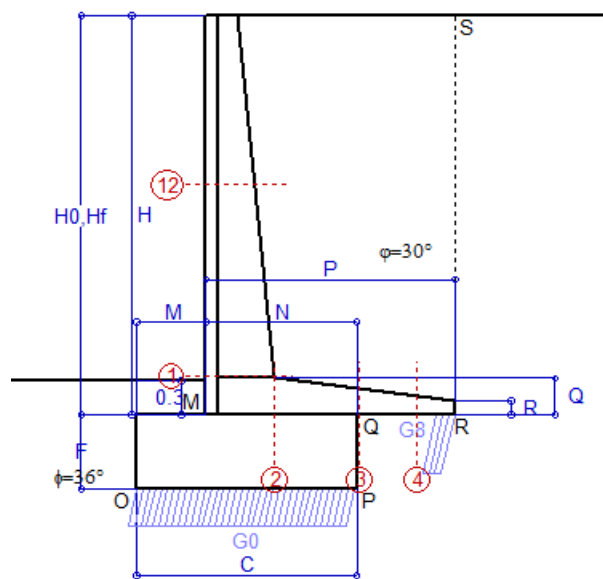
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 3.50$ m	Prefabbricato tipo u35NM	$H_0 = 3.50$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.50$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.32$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
37.98	68.99	0.00	0.00
0.00	0.00	23.98	29.10
0.00	0.00	122.13	212.79
1.67	0.30	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 39.64$	$M_9 = 69.29$	$P_9 = 176.98$	$M_8 = 271.22$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.914

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 3.125

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 21.51$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.17$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 155.47$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.082$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 12.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 1.12

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

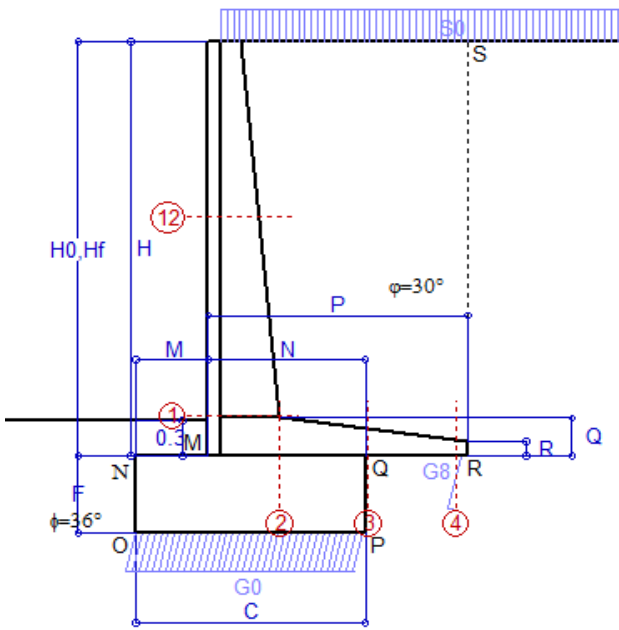
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	34.4	24.2	30.8	115.2	58.6	51.6	8.04	3.14	78	2.09	38	0.000
2	22.4	0.0	38.2	125.0	32.0	27.0	13.38	4.52	66	2.68	40	0.000
3	8.7	0.0	27.5	125.0	22.9	17.9	10.38	4.52	50	2.26	40	0.000
4	-2.2	0.0	0.0	125.0	16.2	11.1	5.43	4.52	41	1.76	40	0.000
12	4.0	8.4	7.2	113.6	41.6	34.8	4.02	3.14	24	0.65	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 3.50$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 2.15$ m
 $Q = 0.32$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u35NM

$a_g/g = 0.076$
 $H_0 = 3.50$ m
 $H = 3.50$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okada) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	46.7	84.8	1.9	5.1
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	5.6	13.5	0.2	0.6
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.6	23.9	28.9
Peso terra e sovraccarico x 1	2.0	5.1	129.4	225.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.1	0.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.2	30.6	29.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.1*	-3.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	58.2	104.6	186.0	288.8

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 7.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.05$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 179.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.094$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 13.9^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 116.3 > E_d = S_9 = 58.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -4.8 = 292.6 > E_d = M_9 = 104.6$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 84$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 64$ kN

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) $K_0 = 0.375$
 Freccia in cima al pannello mm 2.15

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 com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α ° , ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	52.4	52.4	26.4	35.6	58.6	51.6	115.2	15.2	73° , 1.0	4.01	8.04	3.14	6.01	162.5	123.5
2	34.0	34.0	0.0	40.8	32.0	27.0	125.0	125.0	-	4.58	13.38	4.52	10.32	133.1	161.5
3	23.6	23.6	0.0	30.0	22.9	17.9	125.0	125.0	-	3.75	10.38	4.52	8.03	69.8	121.2
4	-0.2	-0.2	0.0	0.4	13.3	8.2	125.0	125.0	-	2.46	4.46	4.52	0.00	-19.6	54.7
12	7.1	8.5	9.3	10.1	41.6	34.8	113.6	13.6	73° , 1.0	2.58	4.02	3.14	3.96	56.3	56.2

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u35NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.65		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

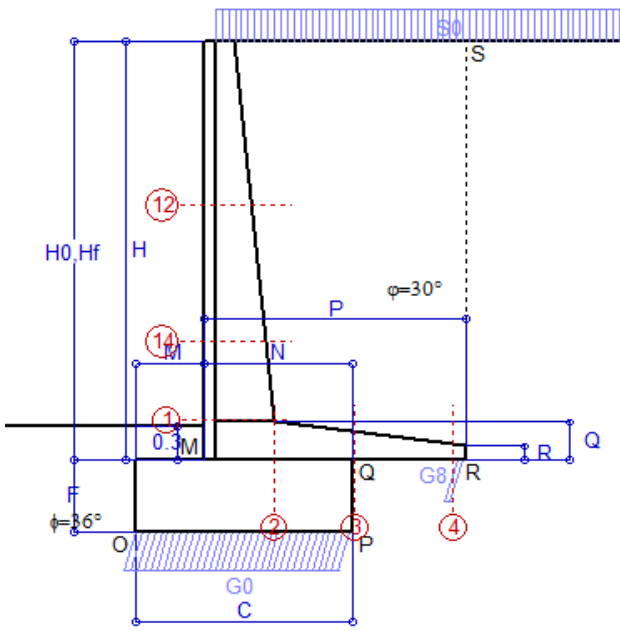
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	288.6	231.8	179.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.33°	20.40°	13.92°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	84.6	86.2	44.4
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.90	1.64	1.90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	0.95	0.82	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	0.95	0.95	0.95
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	253.01	109.88	152.65
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.17	1.15
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.50	0.39	0.57
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	42.27	20.45	30.46
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.19	1.16
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.53
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	212.59	56.57	111.13
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.35	0.25	0.43
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.508	0.187	0.294
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	689.3	306.9	559.1
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	288.6	231.8	179.0

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	3.75 m	Prefabbricato tipo u37NM	$H_0 =$	3.75 m
$C =$	1.90 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	3.75 m
$F =$	0.65 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.60 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.30 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.30 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.34 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.12 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	3.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	56.7	107.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	36.8	92.8	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	34.5	43.4
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	250.5	451.0
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.8	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	40.1	38.1
TOTALI (GEO e STR)	S₉ = 95.2	M₉ = 200.8	P₉ = 325.1	M₈ = 532.5

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	13.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.07 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	311.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	1.90 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.164 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 227.6 > 1 \cdot Ed = 1 \cdot S_9 = 95.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 \cdot M_8 = 479 > Ed = 1.1 \cdot M_9 = 220.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 154$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 118$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	114.1	114.1	47.9	59.9	60.8	53.6	116.6	16.6	73°, 1.0	4.40	9.11	3.14	5.84	193.7	119.2
2	75.9	75.9	0.0	85.5	33.5	28.5	125.0	125.0	-	4.98	15.27	4.52	10.81	159.1	172.8
3	56.7	56.7	0.0	59.9	24.7	19.7	125.0	125.0	-	4.11	12.33	4.52	7.99	89.3	137.0
4	-0.3	-0.3	0.0	0.6	13.4	8.3	125.0	125.0	-	2.48	4.53	4.52	0.00	-20.0	55.2
12	16.7	19.6	16.2	19.7	41.4	34.6	114.2	14.2	73°, 1.0	2.61	4.02	3.14	3.96	56.6	53.1
14	68.2	76.9	35.6	43.4	53.6	44.9	115.9	15.9	73°, 1.0	3.73	7.57	3.14	3.96	134.7	64.8

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

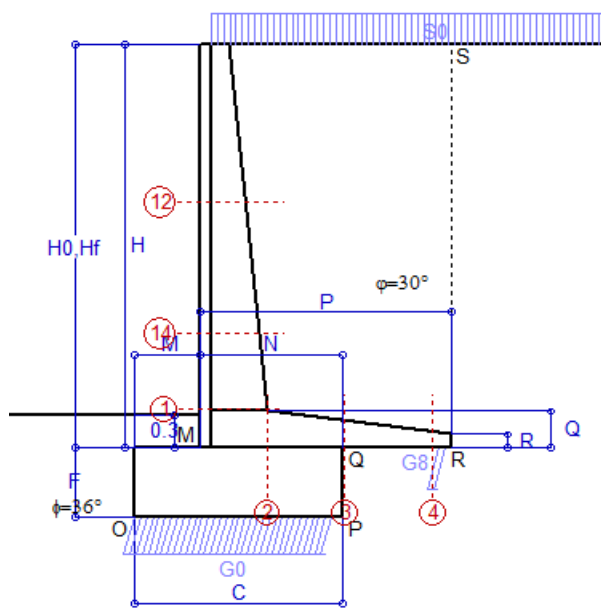
con il programma Tensiter "Muri 2008" vers.2.5.6

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 3.75$ m	Prefabbricato tipo u37NM	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.75$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 3.75$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
43.59	82.83	0.00	0.00
24.50	61.86	0.00	0.00
0.00	0.00	26.52	33.38
0.00	0.00	185.78	334.80
1.39	0.29	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 69.49$	$M_9 = 144.98$	$P_9 = 243.17$	$M_8 = 397.51$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.742

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.450

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 15.35$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.11$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 227.82$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 1.86$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.123$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 2.87

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprим. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	82.1	35.6	58.4	116.6	60.8	53.6	9.11	3.14	164	4.29	38	0.107
2	53.3	0.0	87.7	125.0	33.5	28.5	15.27	4.52	132	5.54	40	0.000
3	36.1	0.0	67.7	125.0	24.7	19.7	12.33	4.52	160	7.44	40	0.123
4	-0.6	0.0	0.0	125.0	14.2	9.1	4.82	4.52	13	0.66	40	0.000
12	11.7	11.9	17.1	114.2	41.4	34.6	4.02	3.14	79	1.83	38	0.000
14	48.7	26.4	41.8	115.9	53.6	44.9	7.57	3.14	139	3.67	38	0.076

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

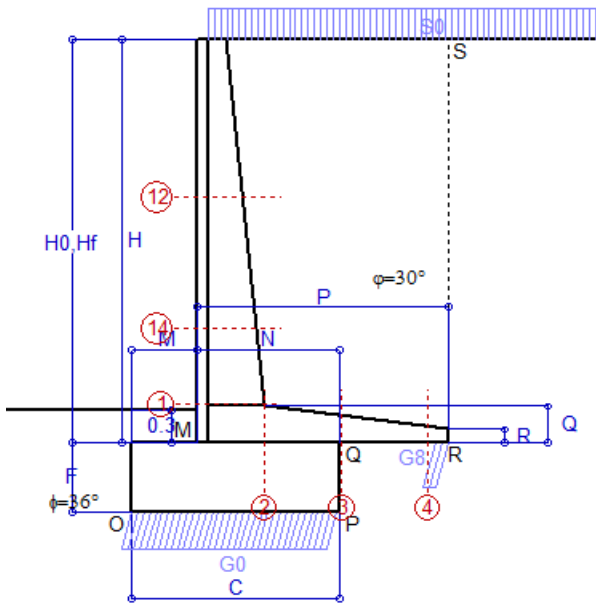
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 3.75$ m	Prefabbricato tipo u37NM	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.75$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
43.59	82.83	0.00	0.00
18.38	46.40	0.00	0.00
0.00	0.00	26.52	33.38
0.00	0.00	174.51	315.08
1.39	0.29	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 63.36$	$M_9 = 129.51$	$P_9 = 231.90$	$M_8 = 377.79$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.917$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.562$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.32$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.12$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 215.58$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.113$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.3^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 2.49

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	72.3	33.5	52.7	116.6	60.8	53.6	9.11	3.14	144	3.79	38	0.084
2	47.0	0.0	77.2	125.0	33.5	28.5	15.27	4.52	116	4.88	40	0.000
3	32.3	0.0	62.1	125.0	24.7	19.7	12.33	4.52	143	6.66	40	0.000
4	-0.8	0.0	0.0	125.0	14.5	9.4	4.91	4.52	17	0.82	40	0.000
12	9.7	11.0	14.6	114.2	41.4	34.6	4.02	3.14	65	1.53	38	0.000
14	42.2	24.7	37.2	115.9	53.6	44.9	7.57	3.14	120	3.20	38	0.000

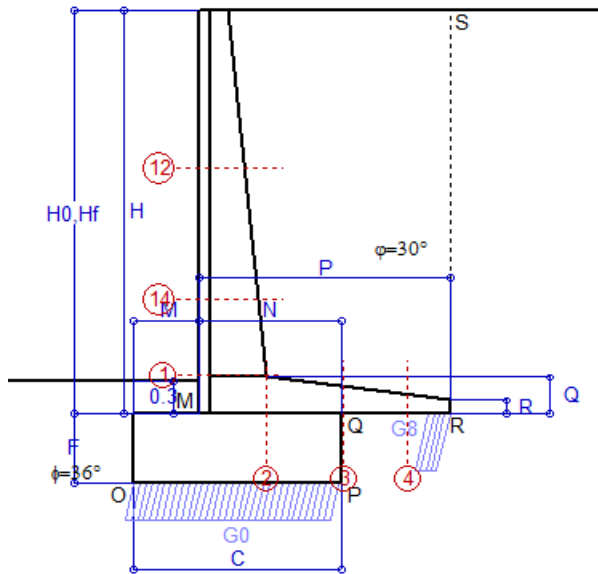
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 3.75$ m	Prefabbricato tipo u37NM	$H_0 = 3.75$ m
$C = 1.90$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 3.75$ m
$F = 0.65$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.60$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.30$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.30$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.34$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 3.75$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
43.59	82.83	0.00	0.00
0.00	0.00	26.52	33.38
0.00	0.00	140.70	255.91
1.38	0.29	0.00	0.00
0.00	0.00	30.87	29.33
$S_9 = 44.97$	$M_9 = 83.11$	$P_9 = 198.09$	$M_8 = 318.62$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	3.834
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	3.083
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 27.79$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.20 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 170.30$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	1.90 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.090 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	12.8°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 1.33

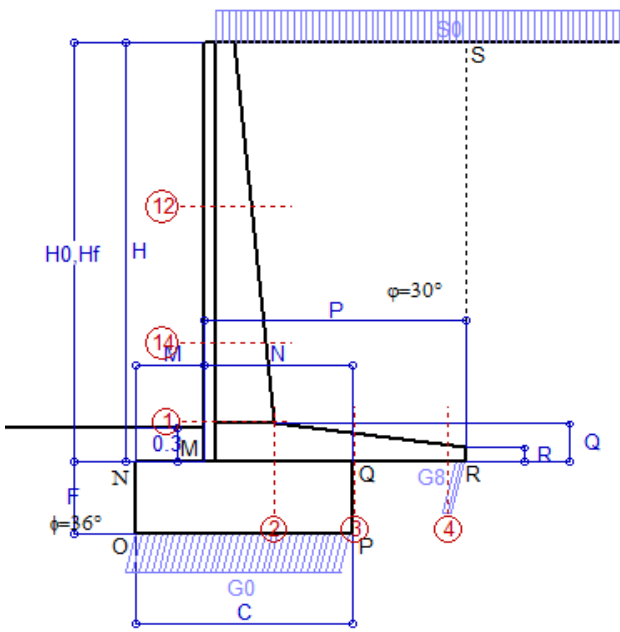
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricoprim. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	42.9	27.3	35.7	116.6	60.8	53.6	9.11	3.14	83	2.28	38	0.000
2	27.9	0.0	45.8	125.0	33.5	28.5	15.27	4.52	69	2.90	40	0.000
3	12.1	0.0	34.8	125.0	24.7	19.7	12.33	4.52	54	2.50	40	0.000
4	-3.4	0.0	0.0	125.0	17.1	12.0	5.83	4.52	60	2.47	40	0.000
12	3.9	8.3	7.0	114.2	41.4	34.6	4.02	3.14	23	0.64	38	0.000
14	22.9	19.7	23.4	115.9	53.6	44.9	7.57	3.14	63	1.77	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 3.75$ m
 $C = 1.90$ m
 $F = 0.65$ m
 $M = 0.60$ m
 $N = 1.30$ m
 $P = 2.30$ m
 $Q = 0.34$ m
 $R = 0.12$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u37NM

$a_g/g = 0.076$
 $H_0 = 3.75$ m
 $H = 3.75$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 3.75$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okata) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	53.6	101.8	2.1	6.2
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	6.0	15.2	0.2	0.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.4	0.7	26.4	33.1
Peso terra e sovraccarico x 1	2.3	6.1	148.4	269.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	2.4	0.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.5	0.2	30.6	29.1
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-12.1*	-3.8*	0.0*	0.0*
TOTALI	65.2	124.4	207.8	338.6

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 11.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.08$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 196.0$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 1.90$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.103$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.3^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 128.5 > E_d = S_9 = 65.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -4.8 = 342.4 > E_d = M_9 = 124.4$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 94$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 72$ kN

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) $K_0 = 0.375$
 Freccia in cima al pannello mm 2.48

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 α°, ctgΘ	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	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	64.5	64.5	29.7	40.5	60.8	53.6	116.6	16.6	73°, 1.0	4.30	9.11	3.14	5.84	191.0	123.4
2	42.5	42.5	0.0	48.5	33.5	28.5	125.0	125.0	-	4.98	15.27	4.52	10.81	159.1	172.8
3	31.3	31.3	0.0	36.1	24.7	19.7	125.0	125.0	-	4.11	12.33	4.52	7.99	89.3	137.0
4	-0.6	-0.6	0.0	0.9	14.0	8.9	125.0	125.0	-	2.54	4.75	4.52	0.00	-21.3	57.9
12	6.9	8.3	9.2	9.9	41.4	34.6	114.2	14.2	73°, 1.0	2.57	4.02	3.14	3.96	55.9	55.8
14	35.7	41.0	21.5	27.5	53.6	44.9	115.9	15.9	73°, 1.0	3.65	7.57	3.14	3.96	132.9	68.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{du}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u37NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	0.65		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

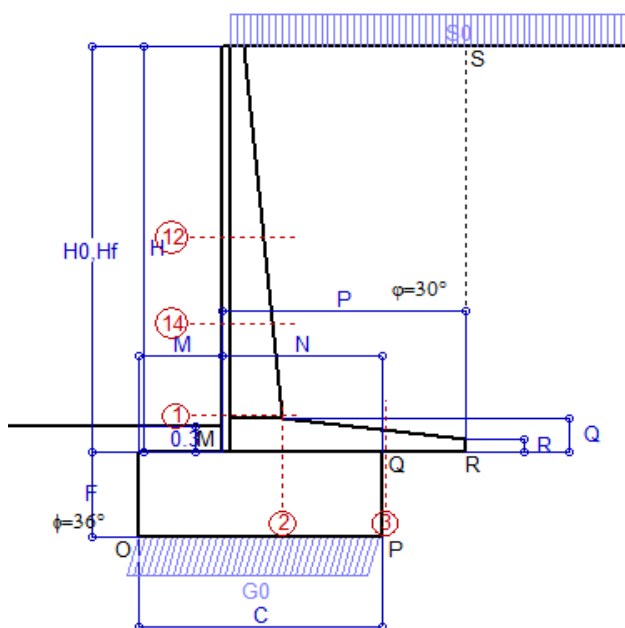
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	311.9	256.7	196.0
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.33°	20.30°	14.32°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	91.4	94.9	50.0
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.90	1.72	1.90
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	0.95	0.86	0.95
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	0.95	0.95	0.95
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	253.12	109.88	149.62
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.17	1.15
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.50	0.40	0.55
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	42.29	20.47	29.77
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.14	1.18	1.16
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.52
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	212.72	59.74	107.84
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.35	0.25	0.41
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.508	0.190	0.287
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	689.6	326.4	545.7
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	311.9	256.7	196.0

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	4.75 m	Prefabbricato tipo u47NM	$H_0 =$	4.75 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.75 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	90.9	234.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	46.6	157.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	48.5	86.0
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	367.8	885.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	9.2	2.1	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	91.0	127.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	146.7	394.1	507.3	1,098.6

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 non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	507.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.78 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.183 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.1°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 \cdot R_0 = 355.1 > 1 \cdot E_d = 1 \cdot S_9 = 146.7$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 \cdot M_8 = 989 > E_d = 1.1 \cdot M_9 = 433.5$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 243$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 174$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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 com- presso	b _w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	213.2	213.2	69.0	87.1	69.8	62.7	118.4	18.4	73°, 1.0	5.65	13.38	3.14	7.49	331.6	180.6
2	138.6	138.6	0.0	148.0	39.5	34.5	125.0	125.0	-	6.18	20.23	5.34	12.58	253.5	206.7
3	78.9	78.9	0.0	81.4	26.1	20.9	125.0	125.0	-	4.38	13.18	5.34	9.63	101.2	144.1
12	44.0	50.2	27.8	34.0	48.7	41.8	115.6	15.6	73°, 1.0	3.33	6.28	3.14	3.96	104.4	61.8
14	108.2	121.6	46.4	57.5	58.8	51.7	117.2	17.2	73°, 1.0	4.64	10.84	3.14	3.96	219.6	72.4

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

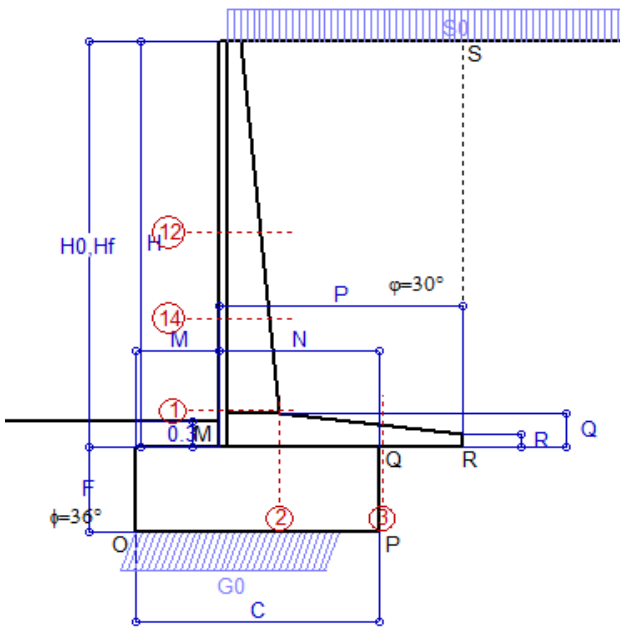
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	4.75 m	Prefabbricato tipo u47NM	$H_0 =$	4.75 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	4.75 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	24.79°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	4.75 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	85.8	221.8	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	49.5	167.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	37.3	66.1
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	291.0	699.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.6	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	70.0	98.0
TOTALI (GEO)	147.0	391.6	398.3	863.9
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	164.4	439.8	420.5	926.5

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 398.3 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.37 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.168 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 20.3°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 235.5 > E_d = S_9 = 164.4$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 926.5 > E_d = M_9 = 439.8$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 220$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 108$ kN

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) $K_0 = 0.364$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	214.2	214.2	55.2	87.0	69.8	62.7	118.4	18.4	73°, 1.0	5.58	13.38	3.14	7.49	329.1	180.9
2	139.2	139.2	0.0	148.7	39.5	34.5	125.0	125.0	-	6.18	20.23	5.34	12.58	253.5	206.7
3	60.9	60.9	0.0	62.9	26.1	20.9	125.0	125.0	-	4.38	13.18	5.34	9.63	101.2	144.1
12	45.0	51.3	22.4	34.6	48.7	41.8	115.6	15.6	73°, 1.0	3.30	6.28	3.14	3.96	103.8	61.8
14	109.6	123.1	37.3	57.9	58.8	51.7	117.2	17.2	73°, 1.0	4.60	10.84	3.14	3.96	218.3	72.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

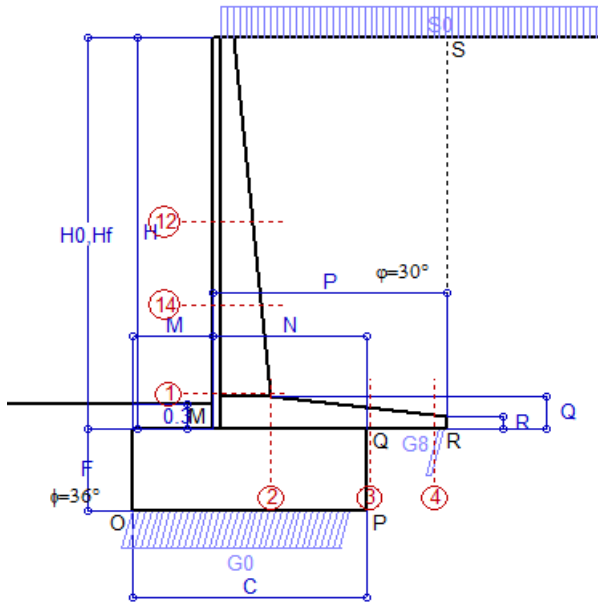
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m =$	4.75 m	Prefabbricato tipo	u47NM	$H_0 =$	4.75 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello		$H =$	4.75 m
$F =$	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	$\phi =$	30°	
$M =$	0.95 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²	
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³	
$P =$	2.80 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³	
$Q =$	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70	

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 =$	4.75 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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
69.94	180.69	0.00	0.00
31.03	104.74	0.00	0.00
0.00	0.00	37.29	66.14
0.00	0.00	274.51	661.10
7.08	1.63	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 =$	108.05	$M_9 =$	287.06
$P_9 =$	381.81	$M_8 =$	825.24

GRADO di stabilità al ribaltamento	$\eta_{rib} = M_8 / M_9$																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							</
------------------------------------	--------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	----

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 =$ 0.297

Freccia in cima al pannello mm 5.79

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	154.8	51.4	87.9	118.4	69.8	62.7	13.38	3.14	181	5.25	38	0.139
2	100.6	0.0	144.0	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	155	6.84	41	0.150
3	40.9	0.0	76.9	125.0	26.1	20.9	13.18	5.34	160	7.46	41	0.129
4	-0.6	0.0	0.0	125.0	16.8	11.5	4.85	5.34	10	0.43	41	0.000
12	31.2	20.5	31.5	115.6	48.7	41.8	6.28	3.14	114	2.89	38	0.000
14	77.8	34.4	56.4	117.2	58.8	51.7	10.84	3.14	136	3.98	38	0.092

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

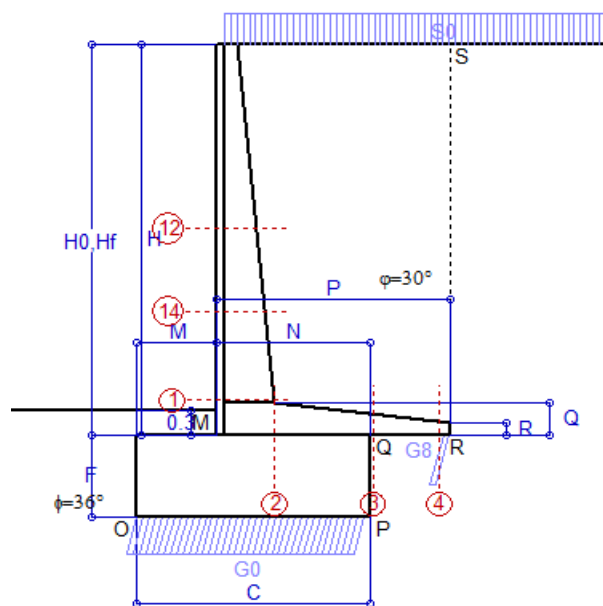
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
 con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m = 4.75$ m	Prefabbricato tipo u47NM	$H_0 = 4.75$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.75$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.75$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
69.94	180.69	0.00	0.00
23.28	78.55	0.00	0.00
0.00	0.00	37.29	66.14
0.00	0.00	260.79	628.86
6.92	1.61	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
S₉ = 100.14	M₉ = 260.85	P₉ = 368.09	M₈ = 793.00

Spinta della terra su sez. R-S x 1
 Spinta del sovraccar. su 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

Totali

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.040$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.573$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 13.94$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.08$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 354.15$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.73$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.130$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.11

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	138.7	48.8	80.6	118.4	69.8	62.7	13.38	3.14	162	4.72	38	0.118
2	90.1	0.0	129.0	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	139	6.12	41	0.114
3	40.9	0.0	75.7	125.0	26.1	20.9	13.18	5.34	160	7.46	41	0.129
4	-0.5	0.0	0.0	125.0	16.6	11.3	4.76	5.34	8	0.37	41	0.000
12	26.7	19.1	27.7	115.6	48.7	41.8	6.28	3.14	97	2.49	38	0.000
14	68.4	32.4	50.9	117.2	58.8	51.7	10.84	3.14	119	3.51	38	0.071

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

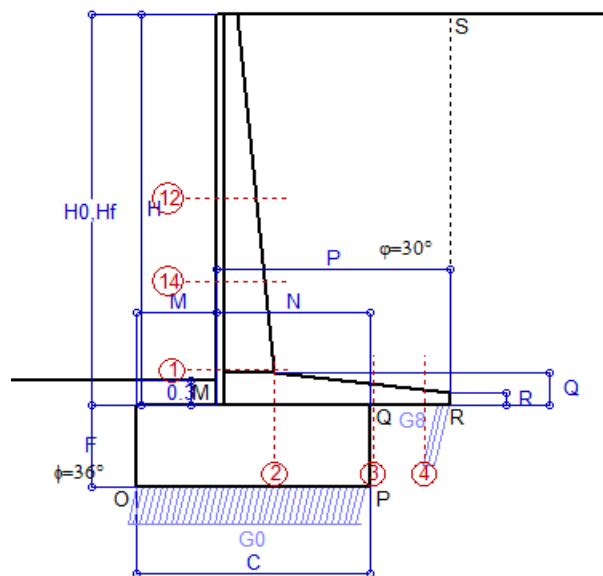
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
 con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 4.75$ m	Prefabbricato tipo u47NM	$H_0 = 4.75$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 4.75$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m2
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m3
$P = 2.80$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.40$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 4.75$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
69.94	180.69	0.00	0.00
0.00	0.00	37.29	66.14
0.00	0.00	219.63	532.13
6.47	1.54	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 76.41$	$M_9 = 182.23$	$P_9 = 326.93$	$M_8 = 696.28$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.821

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.995

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 27.65$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 299.28$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.107$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.03

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

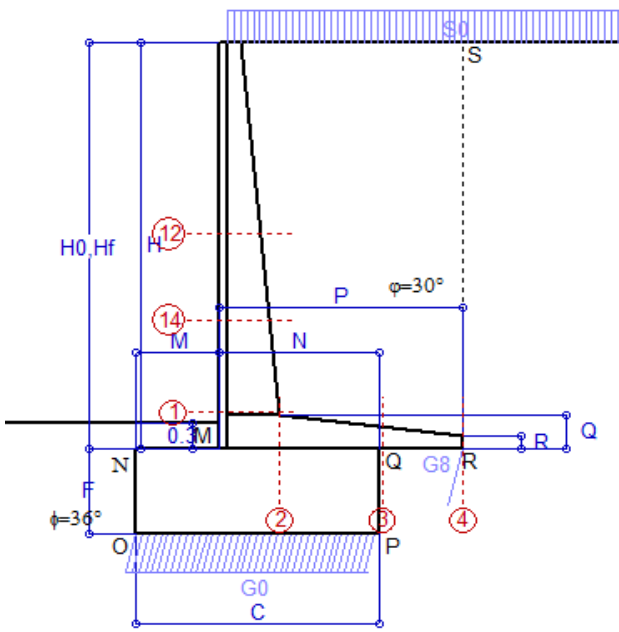
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	90.4	40.8	58.8	118.4	69.8	62.7	13.38	3.14	103	3.10	38	0.049
2	58.7	0.0	84.1	125.0	39.5	34.5	20.23	5.34	91	3.99	41	0.000
3	19.5	0.0	46.8	125.0	26.1	20.9	13.18	5.34	76	3.55	41	0.000
4	-2.7	0.0	0.0	125.0	18.6	13.3	5.71	5.34	37	1.51	41	0.000
12	13.3	15.0	16.2	115.6	48.7	41.8	6.28	3.14	46	1.27	38	0.000
14	40.3	26.4	34.2	117.2	58.8	51.7	10.84	3.14	68	2.10	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 4.75 \text{ m}$
 $C = 2.80 \text{ m}$
 $F = 1.00 \text{ m}$
 $M = 0.95 \text{ m}$
 $N = 1.85 \text{ m}$
 $P = 2.80 \text{ m}$
 $Q = 0.40 \text{ m}$
 $R = 0.15 \text{ m}$

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u47NM

$a_g/g = 0.076$
 $H_0 = 4.75 \text{ m}$
 $H = 4.75 \text{ m}$
 $S_0 = 3.9 \text{ kN/m}^2$
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 4.75 \text{ m}$
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okada) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	86.0	222.1	3.4	12.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	7.6	25.7	0.3	1.1
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.3	37.1	65.6
Peso terra e sovraccarico x 1	3.6	12.7	228.6	553.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	11.4	2.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.6	69.4	97.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-22.7*	-9.9*	0.0*	0.0*
TOTALI	110.3	265.1	338.9	730.2

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 0.2 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.00 \text{ m}$
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 338.7 \text{ kN}$ Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80 \text{ m}$
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.121 \text{ MPa}$
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 14.5^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 212.5 > E_d = S_9 = 110.3$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -10.9 = 740.1 > E_d = M_9 = 265.1$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 154 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 115 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 5.33

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg} \Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	131.2	131.2	44.1	63.3	69.8	62.7	118.4	18.4	73°, 1.0	5.53	13.38	3.14	7.49	327.0	185.6
2	85.3	85.3	0.0	91.0	39.5	34.5	125.0	125.0	-	6.18	20.23	5.34	12.58	253.5	206.7
3	51.1	51.1	0.0	52.9	26.1	20.9	125.0	125.0	-	4.38	13.18	5.34	9.63	101.2	144.1
4	0.0	0.0	0.0	0.0	15.0	9.7	125.0	125.0	-	2.57	4.03	5.34	0.00	-24.5	64.7
12	21.5	25.1	16.4	20.2	48.7	41.8	115.6	15.6	73°, 1.0	3.27	6.28	3.14	3.96	103.2	65.1
14	60.7	69.4	28.7	38.7	58.8	51.7	117.2	17.2	73°, 1.0	4.56	10.84	3.14	3.96	217.0	76.5

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u47NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.00		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

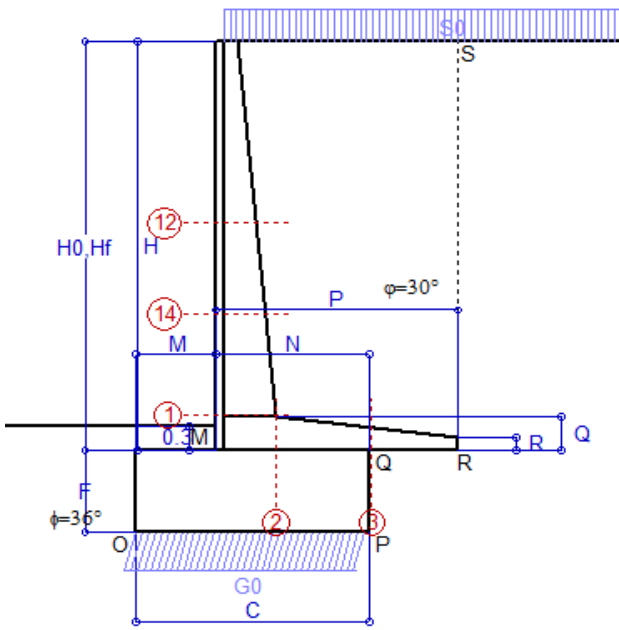
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	507.3	398.3	338.7
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.13°	20.26°	14.48°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	146.7	147.0	87.5
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.78	2.37	2.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	1.39	1.19	1.40
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	1.30	1.30	1.30
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	347.44	150.49	201.22
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.17	1.14
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.51	0.40	0.55
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	42.45	20.49	29.20
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.18	1.15
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.49	0.35	0.52
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	315.97	82.78	157.04
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.36	0.25	0.41
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.706	0.254	0.387
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	1400.3	601.9	1084.9
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	507.3	398.3	338.7

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	100.8	268.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	49.0	171.5	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	51.7	93.3
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	397.4	976.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	7.8	1.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	91.0	127.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	157.5	442.0	540.1	1,197.4

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 non appoggia sul terreno (G8=0). Nell'ipotesi di Mejerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	540.1 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.193 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = G_0 * R_0 = 378.1 > 1 * E_d = 1 * S_9 = 157.5$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = 0.9 * M_8 = 1078 > E_d = 1.1 * M_9 = 486.2$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 258$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 191$ kN

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) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 10.15

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg $\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	244.3	244.3	74.7	94.5	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.98	14.51	3.14	7.32	371.4	180.6
2	158.8	158.8	0.0	163.1	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	12.70	278.2	214.1
3	100.1	100.1	0.0	91.5	27.5	22.3	125.0	125.0	-	4.64	14.54	5.34	9.85	117.8	152.9
12	43.3	49.4	27.5	33.7	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.32	6.28	3.14	3.96	103.8	61.5
14	116.0	129.8	48.2	59.2	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.73	11.37	3.14	3.96	226.8	71.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed}=M_{edu}$ perché $ctg(\alpha)=ctg(\theta)=1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1=0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

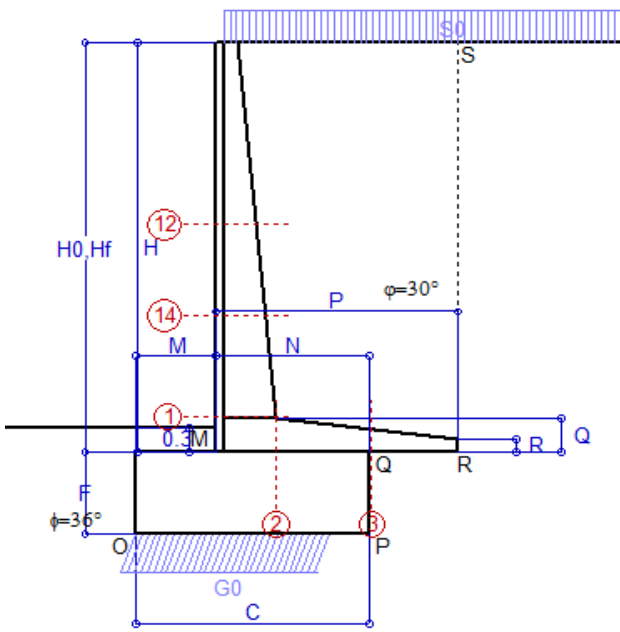
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 =$	5.00 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.00 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	24.79°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.41 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	95.1	253.7	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	52.1	182.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	39.8	71.8
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	314.0	771.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.1	2.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	70.0	98.0
TOTALI (GEO)	157.3	438.4	423.8	941.0
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	175.9	492.1	448.2	1,010.7

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 423.8 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 = 2.37 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff			σ_t = 0.179 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale			β = 20.4°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 251.0 > E_d = S_9 = 175.9$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 1010.7 > E_d = M_9 = 492.1$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 236$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 118$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 10.39

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

$K_0 =$ 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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	245.1	245.1	59.7	94.3	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.90	14.51	3.14	7.32	368.5	181.0
2	163.1	163.1	0.0	162.2	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	12.70	278.2	214.1
3	77.2	77.2	0.0	70.6	27.5	22.3	125.0	125.0	-	4.64	14.54	5.34	9.85	117.8	152.9
12	44.3	50.5	22.2	34.3	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.30	6.28	3.14	3.96	103.2	61.5
14	117.4	131.3	38.7	59.5	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.68	11.37	3.14	3.96	225.4	71.1

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

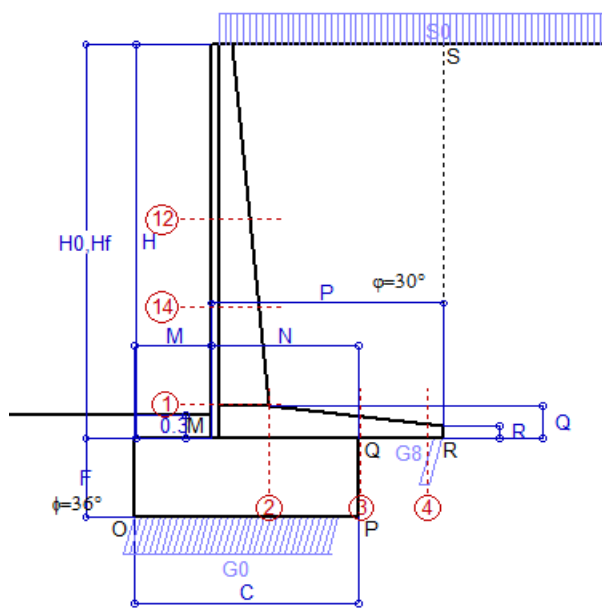
Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
77.50	206.67	0.00	0.00
32.67	114.33	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	296.95	730.30
5.98	1.41	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 116.15$	$M_9 = 322.41$	$P_9 = 406.72$	$M_8 = 900.07$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 2.792$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.451$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 21.94$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.12$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 384.78$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.60$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.148$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 6.51

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	177.7	55.7	96.2	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	186	5.52	38	0.143
2	115.5	0.0	160.2	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	162	7.25	41	0.158
3	48.0	0.0	85.3	125.0	27.5	22.3	14.54	5.34	160	7.59	41	0.130
4	-1.1	0.0	0.0	125.0	17.4	12.1	5.08	5.34	17	0.73	41	0.000
12	30.7	20.3	31.2	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	113	2.87	38	0.000
14	83.5	35.8	59.0	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	142	4.26	38	0.098

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

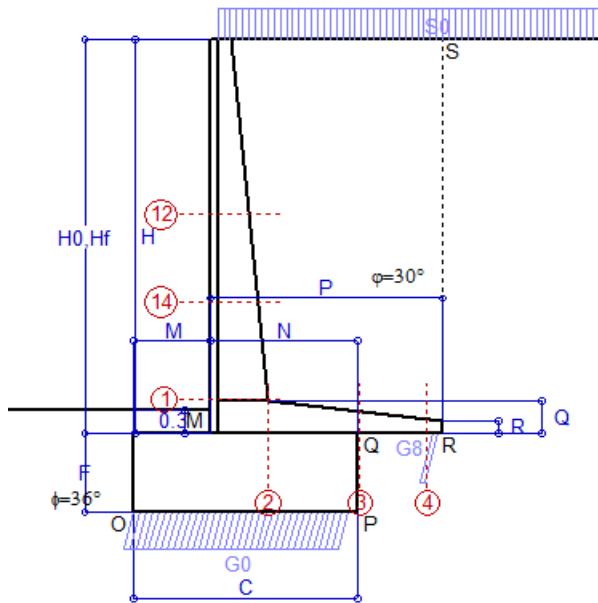
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
77.50	206.67	0.00	0.00
24.50	85.75	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	282.74	696.20
5.88	1.40	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 107.88$	$M_9 = 293.81$	$P_9 = 392.51$	$M_8 = 865.96$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$	=	2.947
GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$	=	2.547
Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 19.47$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 =$	0.10 m
Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 373.04$ kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 =$	2.70 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_t =$	0.138 MPa
OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione	$\beta =$	15.4°

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 5.76

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprim. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	159.8	52.9	88.5	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	167	4.97	38	0.123
2	103.9	0.0	144.1	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	146	6.52	41	0.125
3	48.0	0.0	84.0	125.0	27.5	22.3	14.54	5.34	160	7.59	41	0.130
4	-1.0	0.0	0.0	125.0	17.2	11.9	4.99	5.34	15	0.64	41	0.000
12	26.3	18.9	27.4	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	96	2.47	38	0.000
14	73.6	33.8	53.3	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	124	3.77	38	0.078

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

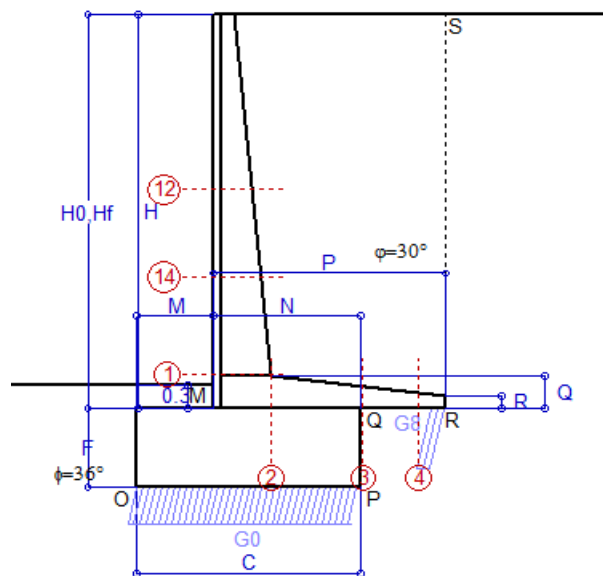
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 5.00$ m	Prefabbricato tipo u50NM	$H_0 = 5.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 2.90$ m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.41$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
77.50	206.67	0.00	0.00
0.00	0.00	39.78	71.76
0.00	0.00	240.11	593.89
5.56	1.36	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 83.06$	$M_9 = 208.02$	$P_9 = 349.88$	$M_8 = 763.65$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 3.671

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.949

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 30.90$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.17$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 318.99$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.114$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.4^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 3.49

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

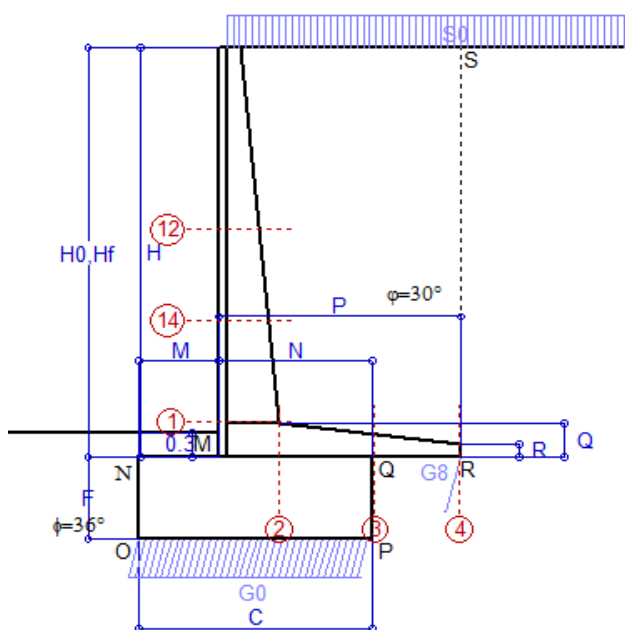
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	106.0	44.5	65.5	118.4	72.1	64.8	14.51	3.14	109	3.33	38	0.058
2	68.9	0.0	95.6	125.0	41.0	35.7	21.49	5.34	97	4.32	41	0.000
3	26.3	0.0	56.7	125.0	27.5	22.3	14.54	5.34	87	4.15	41	0.000
4	-3.2	0.0	0.0	125.0	19.0	13.7	5.78	5.34	43	1.74	41	0.000
12	13.1	14.8	16.0	115.4	48.4	41.6	6.28	3.14	46	1.26	38	0.000
14	43.8	27.5	36.2	117.1	59.6	50.9	11.37	3.14	72	2.27	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

H _m = 5.00 m	Prefabbricato tipo u50NM	H ₀ = 5.00 m
C = 2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 5.00 m
F = 1.00 m	Sovraccarico sul rilevato (20%)	S ₀ = 3.9 kN/m ²
M = 0.95 m	Angolo d'attrito della terra = $\text{atn}(\tan \varphi / 1.25)$	24.79°
N = 1.85 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R ₀ = 0.560
P = 2.90 m	Accelerazione massima locale	a _{max} /g = 0.091
Q = 0.41 m	Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	β _m = 0.18
R = 0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	l _β = 0.0%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma)	$K_1 =$	0.410
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	2.29°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409
Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okat	$K_p =$	2.99
(Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)		

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	95.3	254.0	3.8	14.7
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.0	28.1	0.3	1.2
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.6	1.4	39.6	71.2
Peso terra e sovraccarico x 1	3.9	14.4	249.3	616.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	10.0	2.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.6	69.4	97.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-22.7*	-9.9*	0.0*	0.0*
<i>*non sommati</i>	S ₉ =	M ₉ =	P ₉ =	M ₈ =
TOTALI	119.0	300.9	362.5	800.4

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 = 0.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q ₈ = 0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 = 361.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio. . .	C ₈ = 2.80 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff	$\sigma_1 =$	0.129 MPa
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale	$\beta =$	14.9°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo	$Rd = P9 \times R0 + Sp \times 0.5 = 225.7$	$> Ed = S9 = 119$
Ribaltamento rispetto al punto Q: verificato essendo	$Rd = M8 + -10.9 = 810.2$	$> Ed = M9 = 300.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 167 \text{ kN}$ Lato monte (punto Q) $G_7 = 126 \text{ kN}$

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Verifica delle sezioni allo s.l.u. Freccia in cima al pannello mm 6.07
Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_n = 0.375$

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°, ctgΘ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M _{Rd} baricen- trico	V _{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	152.9	152.9	48.1	69.7	72.1	64.8	118.4	18.4	73°, 1.0	5.85	14.51	3.14	7.32	366.2	185.8
2	99.8	99.8	0.0	101.9	41.0	35.7	125.0	125.0	-	6.47	21.49	5.34	12.70	278.2	214.1
3	64.5	64.5	0.0	59.7	27.5	22.3	125.0	125.0	-	4.64	14.54	5.34	9.85	117.8	152.9
4	0.0	0.0	0.0	0.0	15.1	9.8	125.0	125.0	-	2.58	4.07	5.34	0.00	-24.7	65.1
12	21.1	24.6	16.2	19.9	48.4	41.6	115.4	15.4	73°, 1.0	3.26	6.28	3.14	3.96	102.5	64.8
14	65.8	74.8	29.9	40.3	59.6	50.9	117.1	17.1	73°, 1.0	4.64	11.37	3.14	3.96	224.1	75.0

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{eu}$ perché $\cos(\alpha) = \cos(\theta) = 1$: nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u50NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.00		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

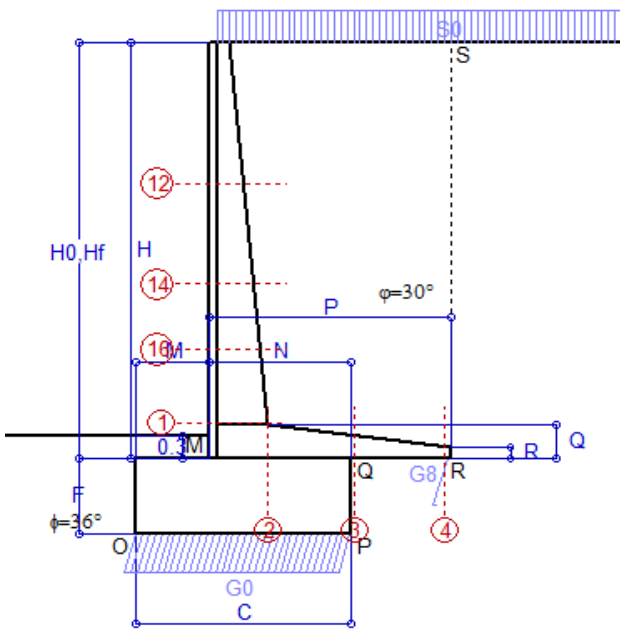
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	540.1	423.8	361.6
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.26°	20.37°	14.87°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	157.5	157.3	96.0
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.80	2.37	2.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	1.40	1.19	1.40
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	1.30	1.30	1.30
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	344.69	149.46	197.34
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.17	1.14
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.50	0.40	0.54
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	42.09	20.32	28.55
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.18	1.15
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.50
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	314.83	81.93	152.52
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.36	0.25	0.40
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.702	0.252	0.378
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	1401.8	597.0	1059.5
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	540.1	423.8	361.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	3.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del muro	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	121.9	345.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	53.9	202.1	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	59.2	111.8
Peso terra e sovraccarico x1.3+1.5	0.0	0.0	467.5	1,208.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	5.4	1.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	91.0	127.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	181.2	549.0	617.7	1,447.6

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	14.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.05 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	603.4 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.216 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.3°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 432.4 > 1 \cdot Ed = 1 \cdot S_9 = 181.2$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 \cdot M_8 = 1303 > Ed = 1.1 \cdot M_9 = 603.9$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 294$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 218$ kN

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) $K_0 = 0.297$

Freccia in cima al pannello mm 12.26

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	314.3	314.3	86.5	109.8	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.70	17.34	3.83	6.98	469.0	178.6
2	211.4	211.4	0.0	194.5	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	13.55	345.9	233.0
3	142.7	142.7	0.0	111.0	31.1	25.7	125.0	125.0	-	5.40	18.28	6.16	10.34	168.7	175.5
4	-0.3	-0.3	0.0	0.4	16.1	10.8	125.0	125.0	-	3.23	5.61	6.16	0.00	-31.3	72.6
12	28.7	33.0	21.9	26.6	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	3.00	5.09	3.83	3.96	77.5	57.0
14	104.1	116.6	45.3	55.5	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.56	10.78	3.83	3.96	208.3	69.3
16	188.9	210.5	63.9	79.5	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.81	15.33	3.83	5.07	348.7	106.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

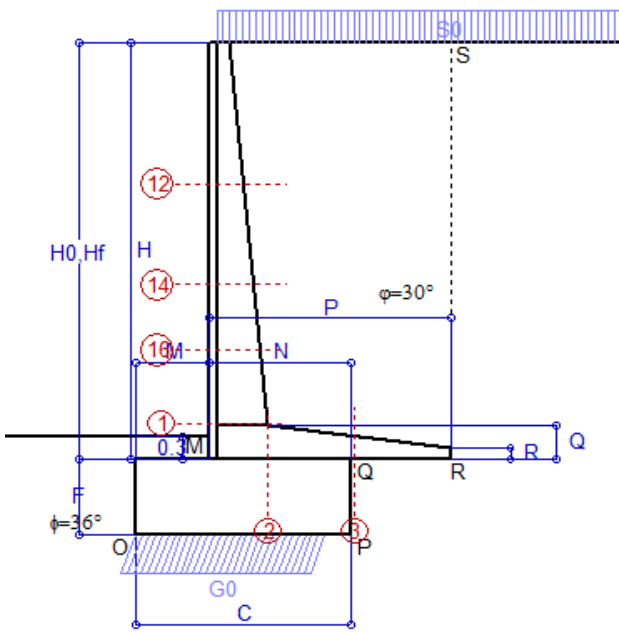
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	5.50 m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 =$	5.50 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	5.50 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$= \arctan(\tan \phi / 1.25) =$	24.79°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	3.15 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.44 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.560
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	5.50 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.409

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	115.1	326.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	57.3	215.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.0	0.0	45.5	86.0
Peso terra e sovraccarico x1+1.3	0.0	0.0	368.6	952.4
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.2	1.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	0.0	0.0	70.0	98.0
TOTALI (GEO)	179.6	542.8	484.2	1,136.3
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	200.7	608.7	513.8	1,224.1

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 non appoggia sul terreno ($G_8=0$). Nell'ipotesi di Meyerhoff, la larghezza dell'impronta d'appoggio è il doppio della distanza della risultante da O. Dunque risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	G8 =	0.0 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	Q8 =	0.00 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	G0 =	484.2 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio . . .	C8 =	2.45 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				σ_t =	0.197 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				β =	20.4°

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 287.7 > E_d = S_9 = 200.7$$

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 = 1224.1 > E_d = M_9 = 608.7$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 265$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 149$ kN

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) $K_0 = 0.364$ Freccia in cima al pannello mm 12.53

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° , ctg Θ	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	314.5	314.5	69.1	109.3	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.62	17.34	3.83	6.98	465.4	179.2
2	222.8	222.8	0.0	190.8	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	13.55	345.9	233.0
3	127.4	127.4	0.0	90.1	31.1	25.7	125.0	125.0	-	5.40	18.28	6.16	10.34	168.7	175.5
12	29.5	33.9	17.7	27.3	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.97	5.09	3.83	3.96	77.1	57.0
14	105.5	118.1	36.4	55.9	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.52	10.78	3.83	3.96	207.1	69.4
16	190.1	211.7	51.2	79.6	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.75	15.33	3.83	5.07	346.5	106.9

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

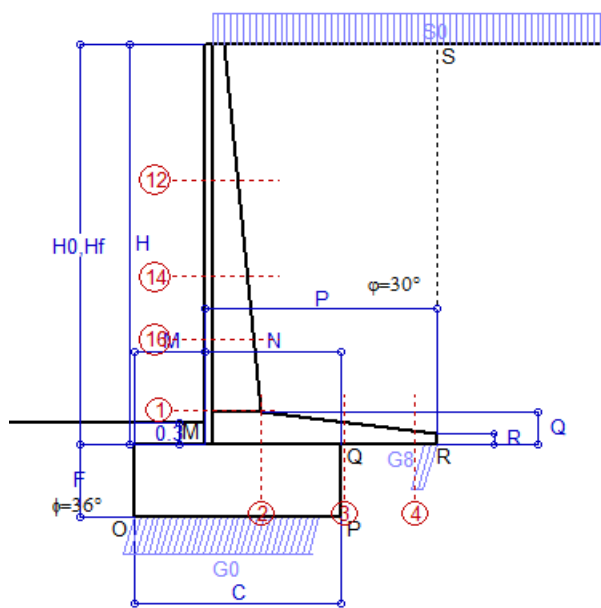
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

Norma: Italia: D.M. 14/10/08

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
93.78	265.70	0.00	0.00
35.93	134.75	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	85.98
0.00	0.00	350.12	905.59
4.14	1.12	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 133.84$	$M_9 = 401.57$	$P_9 = 465.64$	$M_8 = 1,089.57$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.713

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.435

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 36.34$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.18$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 429.30$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. $C_8 = 2.57$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.167$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.0^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.98

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	ricoprим. $c+\Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	229.4	64.6	113.7	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	190	6.01	38	0.138
2	149.1	0.0	194.7	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	168	7.66	42	0.178
3	69.5	0.0	107.9	125.0	31.1	25.7	18.28	6.16	160	7.90	42	0.149
4	-2.9	0.0	0.0	125.0	18.8	13.4	6.87	6.16	34	1.52	42	0.000
12	20.2	16.1	24.0	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	100	2.44	38	0.000
14	74.8	33.6	55.1	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	138	4.12	38	0.089
16	136.9	47.6	81.3	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	152	4.92	38	0.105

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

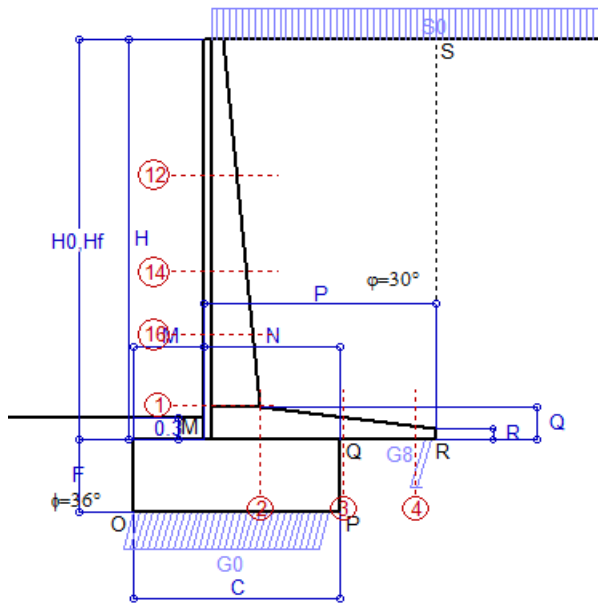
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 5.50$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
93.78	265.70	0.00	0.00
26.95	101.06	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	85.98
0.00	0.00	334.69	866.62
4.10	1.12	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 124.83$	$M_9 = 367.87$	$P_9 = 450.20$	$M_8 = 1,050.60$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.856

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.525

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 33.22$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.16$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 416.98$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.68$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.156$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.5^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 7.11

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	207.6	61.5	105.2	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	172	5.45	38	0.121
2	135.0	0.0	176.2	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	152	6.93	42	0.147
3	69.5	0.0	106.4	125.0	31.1	25.7	18.28	6.16	160	7.90	42	0.149
4	-2.6	0.0	0.0	125.0	18.6	13.2	6.78	6.16	32	1.41	42	0.000
12	17.1	14.9	20.9	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	84	2.07	38	0.000
14	65.7	31.6	49.6	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	121	3.63	38	0.070
16	122.3	45.1	74.3	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	135	4.41	38	0.088

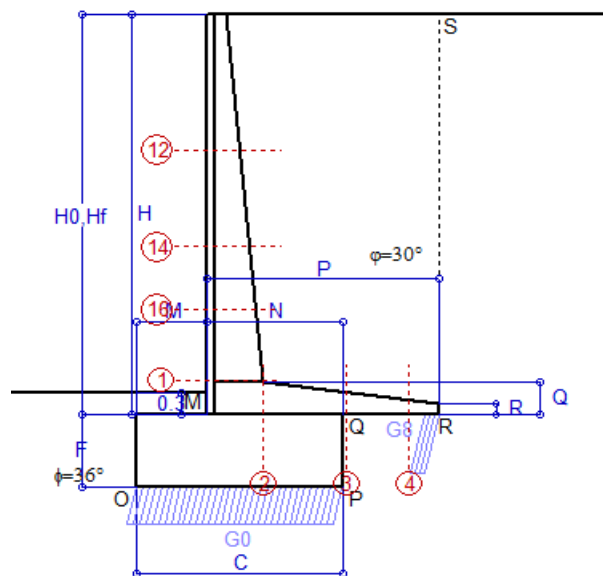
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 5.50$ m	Prefabbricato tipo u55NM	$H_0 = 5.50$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 5.50$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 3.15$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.44$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 5.50$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
93.78	265.70	0.00	0.00
0.00	0.00	45.52	85.98
0.00	0.00	288.38	749.70
4.00	1.11	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 97.77$	$M_9 = 266.80$	$P_9 = 403.90$	$M_8 = 933.68$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.499$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.892$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 43.11$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.21$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 360.79$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.129$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.6^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 4.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

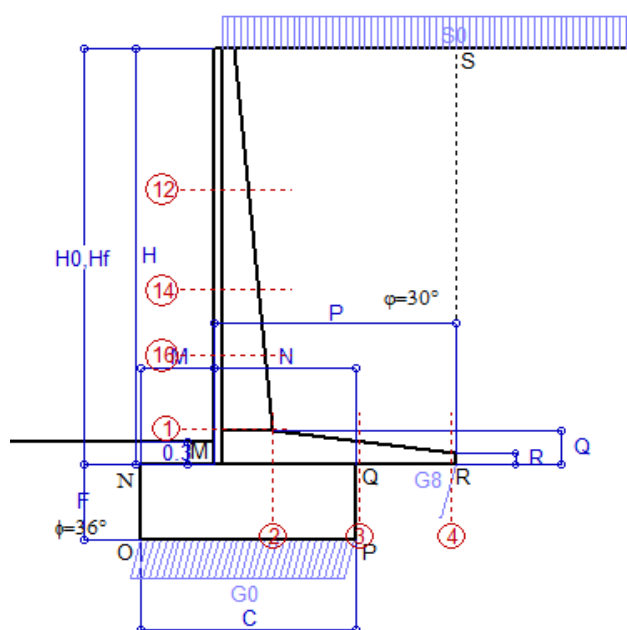
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. c+ Φ_{staffe}	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	142.2	52.3	79.7	118.4	76.6	68.7	17.34	3.83	116	3.77	38	0.067
2	92.4	0.0	120.6	125.0	44.5	39.1	24.44	6.16	104	4.75	42	0.000
3	42.5	0.0	77.8	125.0	31.1	25.7	18.28	6.16	98	4.83	42	0.000
4	-5.7	0.0	0.0	125.0	20.2	14.9	7.55	6.16	62	2.55	42	0.000
12	7.8	11.5	11.3	114.6	44.7	37.9	5.09	3.83	36	0.97	38	0.000
14	38.4	25.6	33.2	116.4	58.0	49.3	10.78	3.83	69	2.16	38	0.000
16	78.4	37.5	53.5	117.6	66.6	58.3	15.33	3.83	85	2.85	38	0.000

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 5.50$ m
 $C = 2.80$ m
 $F = 1.00$ m
 $M = 0.95$ m
 $N = 1.85$ m
 $P = 3.15$ m
 $Q = 0.44$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz. orizz. al suolo $a_g/g = 0.076$
Prefabbricato tipo u55NM
 $H_0 = 5.50$ m
 $H = 5.50$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_\theta = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 5.50$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okada) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	115.3	326.6	4.6	18.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	8.8	33.1	0.4	1.4
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.7	1.6	45.3	85.3
Peso terra e sovraccarico x 1	4.7	18.6	298.1	774.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	7.3	1.8	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.6	69.4	97.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-22.7*	-9.9*	0.0*	0.0*
TOTALI	138.0	382.3	417.8	977.3

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 8.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.04$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 409.5$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.146$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 15.4^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 256.7 > E_d = S_9 = 138$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $R_d = M_8 + -10.9 = 987.2 > E_d = M_9 = 382.3$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 193$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 147$ kN

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) $K_0 = 0.375$
 Freccia in cima al pannello mm 7.52

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	202.8	202.8	56.3	83.0	76.6	68.7	118.4	18.4	73°, 1.0	6.56	17.34	3.83	6.98	462.7	184.1
2	141.4	141.4	0.0	123.8	44.5	39.1	125.0	125.0	-	7.15	24.44	6.16	13.55	345.9	233.0
3	96.7	96.7	0.0	74.4	31.1	25.7	125.0	125.0	-	5.40	18.28	6.16	10.34	168.7	175.5
4	-0.2	-0.2	0.0	0.3	16.0	10.6	125.0	125.0	-	3.21	5.55	6.16	0.00	-30.9	72.0
12	13.1	15.4	12.6	14.8	44.7	37.9	114.6	14.6	73°, 1.0	2.95	5.09	3.83	3.96	76.6	60.0
14	58.1	66.2	27.9	37.2	58.0	49.3	116.4	16.4	73°, 1.0	4.48	10.78	3.83	3.96	205.9	73.2
16	114.4	129.3	40.6	57.2	66.6	58.3	117.6	17.6	73°, 1.0	5.70	15.33	3.83	5.07	344.7	111.3

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

Norma: Italia: D.M. 14/10/08

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u55NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.00		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	$\alpha = \text{rad}$	0.0000

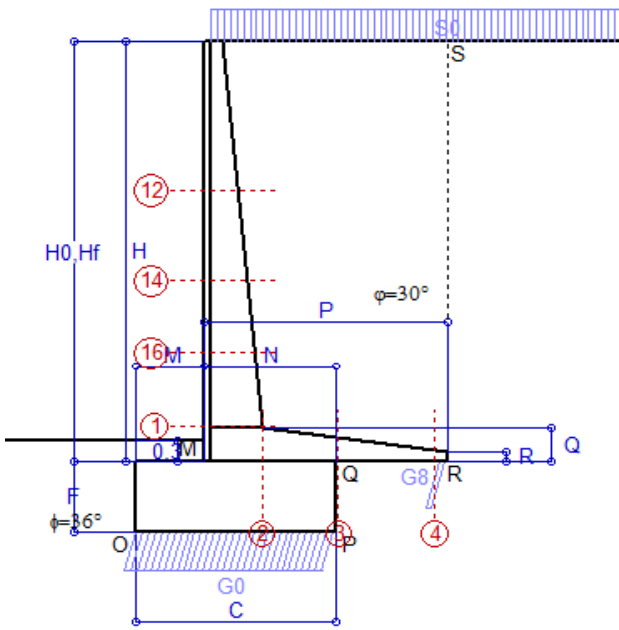
Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R3	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	603.4	484.2	409.5
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.35°	20.36°	15.42°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	177.0	179.6	113.0
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.80	2.45	2.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	1.40	1.23	1.40
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	1.30	1.30	1.30
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	343.02	148.90	191.81
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.16	1.14
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.50	0.40	0.52
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	41.87	20.25	27.63
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.17	1.15
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.49
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	312.92	84.81	146.16
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.35	0.25	0.38
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.698	0.254	0.366
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	1395.6	622.6	1023.7
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	603.4	484.2	409.5

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

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

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Dati

$H_m =$	6.00 m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 =$	6.00 m
$C =$	2.80 m	Altezza della terra contro il pannello	$H =$	6.00 m
$F =$	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 =$	19.6 kN/m ²
$M =$	0.95 m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi =$	30°
$N =$	1.85 m	Peso specifico della terra	$P_0 =$	18.6 kN/m ³
$P =$	3.40 m	Peso specifico del calcestruzzo	$Q_0 =$	25.0 kN/m ³
$Q =$	0.48 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 =$	0.70
$R =$	0.15 m	Pendenza del rilevato a tergo del mur	$I_8 =$	0.0%

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (formula di Rankine)	$K_1 =$	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H =$	6.00 m
Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale	$O_3 =$	0.00°
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 =$	0.333

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 1.3	145.1	435.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	58.8	235.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	67.5	133.0
Peso terra e sovraccarico x1.3x1.5	0.0	0.0	543.0	1,473.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.2	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	91.0	127.4
TOTALI (GEO e STR)	S₉ =	M₉ =	P₉ =	M₈ =
	208.1	671.8	701.5	1,733.5

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea:	$G_8 =$	30.6 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$Q_8 =$	0.11 m
Carico sul terreno sotto la fondazione:	$G_0 =$	670.9 kN	Larghezza dell'impronta d'appoggio	$C_8 =$	2.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff				$\sigma_t =$	0.240 MPa
OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale				$\beta =$	16.5°

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo $Rd = (G_8 + G_0) \cdot R_0 = 491.1 > 1 \cdot Ed = 1 \cdot S_9 = 208.1$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo $Rd = 0.9 \cdot M_8 = 1560 > Ed = 1.1 \cdot M_9 = 739$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 333$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 247$ kN

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) $K_0 = 0.297$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , ctg $\ominus$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	396.5	396.5	99.4	126.6	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.53	20.80	4.52	9.01	597.3	253.2
2	277.5	277.5	0.0	227.9	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	14.48	443.0	256.1
3	194.9	194.9	0.0	132.2	34.8	29.4	125.0	125.0	-	6.37	23.16	6.16	11.53	241.5	201.2
4	-1.4	-1.4	0.0	1.7	17.3	11.9	125.0	125.0	-	3.59	7.42	6.16	0.00	-35.6	77.6
12	38.9	44.5	25.9	31.6	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.36	6.28	4.52	3.96	100.9	59.9
14	122.8	137.3	49.8	61.1	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.98	12.57	4.52	3.96	252.0	71.3
16	238.0	264.7	73.3	91.5	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.48	18.25	4.52	5.07	440.3	111.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $ctg(\alpha) = ctg(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

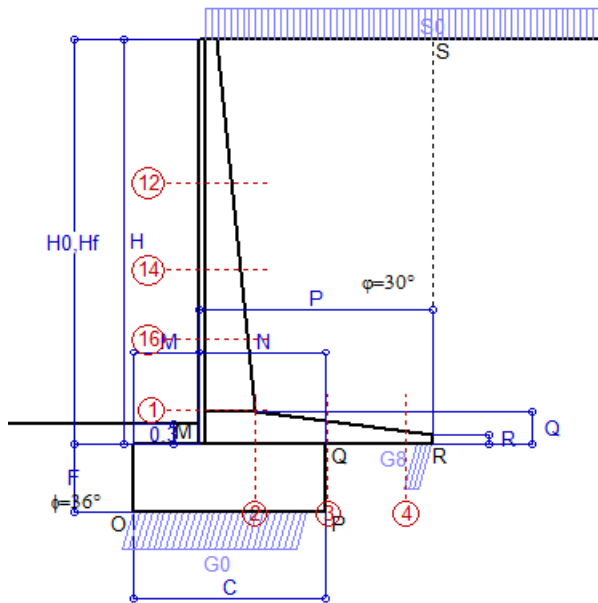
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

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

Scheda 3: Verifica SLE combinaz. RARA

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 19.6$ kN/m2
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m3
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m3
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
111.60	334.80	0.00	0.00
39.20	156.80	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	102.30
0.00	0.00	407.47	1,106.00
3.27	1.04	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 154.07$	$M_9 = 492.64$	$P_9 = 529.36$	$M_8 = 1,306.30$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.652

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.405

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 50.12$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.22$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 479.25$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.57$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.186$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 16.2^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 9.46

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	290.4	74.4	132.5	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	189	6.39	40	0.147
2	188.8	0.0	232.8	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	166	7.90	42	0.185
3	100.1	0.0	135.7	125.0	34.8	29.4	23.16	6.16	160	8.34	42	0.166
4	-5.2	0.0	0.0	125.0	20.0	14.6	8.77	6.16	57	2.43	42	0.000
12	27.6	19.1	29.2	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	105	2.72	38	0.000
14	88.5	37.0	61.3	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	135	4.25	38	0.092
16	173.2	54.7	94.6	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	152	5.20	38	0.109

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

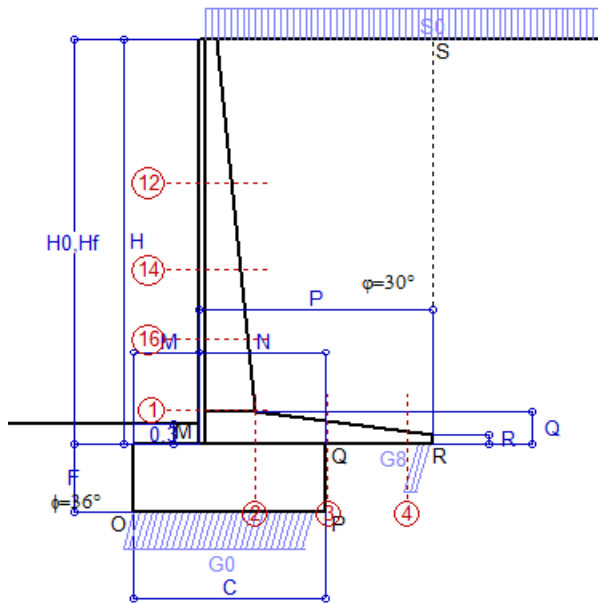
Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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

Scheda 4: Verifica SLE combinaz. FREQUENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



Spinta della terra su sez. R-S x 1
Spinta del sovraccar. su 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

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 14.7$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine)	$K_1 = 0.333$
agente su una sezione ideale R-S di altezza	$H_3 = 6.00$ m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine)	$K_3 = 0.333$

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
111.60	334.80	0.00	0.00
29.40	117.60	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	102.30
0.00	0.00	390.81	1,061.85
3.26	1.04	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 144.26$	$M_9 = 453.44$	$P_9 = 512.70$	$M_8 = 1,262.15$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ = 2.784

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici})$ = 2.488

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 46.39$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio . $Q_8 = 0.21$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 466.31$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio. . $C_8 = 2.68$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.174$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 15.7^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 8.47

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	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	264.3	71.0	123.2	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	171	5.83	40	0.130
2	171.8	0.0	211.8	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	151	7.19	42	0.157
3	100.1	0.0	133.9	125.0	34.8	29.4	23.16	6.16	160	8.34	42	0.166
4	-4.8	0.0	0.0	125.0	19.8	14.4	8.66	6.16	53	2.30	42	0.000
12	23.5	17.8	25.6	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	89	2.33	38	0.000
14	78.1	34.9	55.5	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	119	3.76	38	0.074
16	155.6	51.9	87.0	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	136	4.69	38	0.094

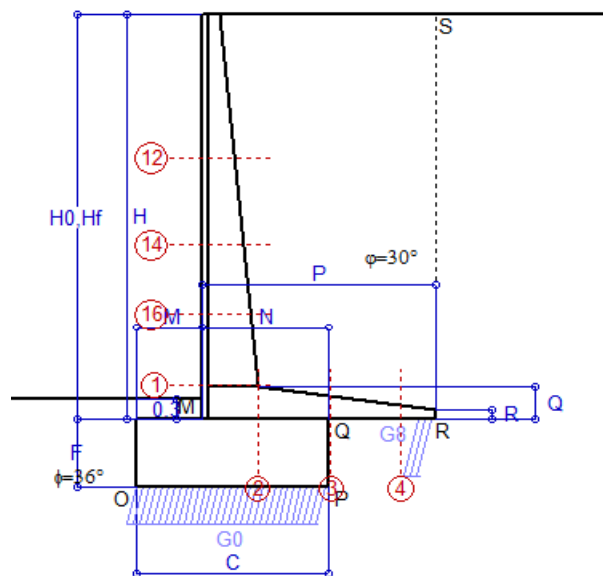
(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Scheda 5: Verifica SLE combinaz QUASI PERMANENTE

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)



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

Totali

Dati

$H_m = 6.00$ m	Prefabbricato tipo u60NM	$H_0 = 6.00$ m
$C = 2.80$ m	Altezza della terra contro il pannello	$H = 6.00$ m
$F = 1.00$ m	Angolo d'attrito della terra	$\varphi = 30^\circ$
$M = 0.95$ m	Sovraccarico sul rilevato	$S_0 = 0.0$ kN/m ²
$N = 1.85$ m	Peso specifico della terra	$P_0 = 18.6$ kN/m ³
$P = 3.40$ m	Peso specifico del calcestruzzo . .	$Q_0 = 25.0$ kN/m ³
$Q = 0.48$ m	Coefficiente d'attrito della fondazione	$R_0 = 0.70$

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva su R-S (formula di Rankine) $K_1 = 0.333$

agente su una sezione ideale R-S di altezza $H_3 = 6.00$ m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.333$

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
111.60	334.80	0.00	0.00
0.00	0.00	51.89	102.30
0.00	0.00	340.83	929.41
3.25	1.04	0.00	0.00
0.00	0.00	70.00	98.00
$S_9 = 114.85$	$M_9 = 335.84$	$P_9 = 462.72$	$M_8 = 1,129.70$

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9 = 3.364$

GRADO di stabilità allo scorrimento $\eta_{scorr} = (\text{attriti e forze resistenti}) / (\text{spinte e forze motrici}) = 2.820$

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 56.73$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.25$ m

Carico sul terreno della fondazione: $G_0 = 406.00$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80$ m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.145$ MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione $\beta = 13.9^\circ$

Verifica della fessurazione⁽¹⁾

Freccia in cima al pannello mm 5.45

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (Formula di Coulomb) $K_0 = 0.297$

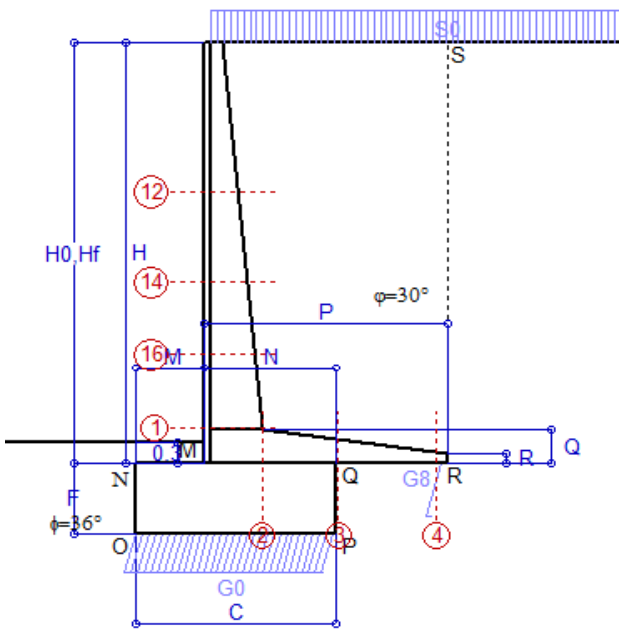
SEZIONE	SOLLECITAZIONI ⁽¹⁾			Larghezza di compar- tecipazione	ALTEZZE		AREA dei FERRI ⁽¹⁾		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Mom.flett. baricentr.	Sforzo normale ⁽²⁾	Taglio		totale H	utile Y	lato terrapieno	lato facciata o inf. platea	acciaio σ_a	calcestr. σ_c	ricopr. $c + \Phi_{staffe}$	apertura fessure
N°	KN m	KN	KN	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	Mpa	Mpa	mm	mm
1	186.0	60.9	95.4	119.4	81.1	73.2	20.80	4.52	119	4.14	40	0.078
2	120.9	0.0	149.1	125.0	48.0	42.6	28.84	6.16	106	5.06	42	0.000
3	64.4	0.0	101.5	125.0	34.8	29.4	23.16	6.16	103	5.37	42	0.000
4	-9.0	0.0	0.0	125.0	21.5	16.1	9.52	6.16	90	3.62	42	0.000
12	11.4	13.8	14.6	115.1	47.1	40.3	6.28	4.52	41	1.16	38	0.000
14	46.9	28.5	37.9	117.0	60.1	51.4	12.57	4.52	70	2.29	38	0.000
16	102.9	43.6	64.2	118.4	70.4	62.0	18.25	4.52	88	3.13	38	0.044

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

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



Angolo di rotazione sismica $\Theta = 0.95^\circ$
 Coefficiente sismico orizzontale $K_h = 0.016$
 Coefficiente sismico verticale $K_v = 0.008$

Dati

$H_m = 6.00$ m
 $C = 2.80$ m
 $F = 1.00$ m
 $M = 0.95$ m
 $N = 1.85$ m
 $P = 3.40$ m
 $Q = 0.48$ m
 $R = 0.15$ m

Acceleraz. orizz. al suolo

Prefabbricato tipo u60NM

$a_g/g = 0.076$
 $H_0 = 6.00$ m
 $H = 6.00$ m
 $S_0 = 3.9$ kN/m²
 Altezza della terra contro il pannello
 Sovraccarico sul rilevato (20%)
 Angolo d'attrito della terra $= \arctan(\tan \phi / 1.25) = 24.79^\circ$
 Coefficiente d'attrito della fondazione $R_0 = 0.560$
 Accelerazione massima locale $a_{max}/g = 0.091$
 Coeff. riduz. acceleraz. max attesa $\beta_m = 0.18$
 Pendenza del rilevato a tergo del mur $I_b = 0.0\%$

Calcolo delle azioni sul terreno

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine con sisma) $K_1 = 0.410$
 agente su una sezione ideale R-S di altezza $H = 6.00$ m
 Angolo fra la spinta su R-S e l'orizzontale $O_3 = 2.29^\circ$
 Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) $K_3 = 0.409$
 Coeff. di spinta passiva sulla fondaz. O-N (Mononobe-Okata) $K_p = 2.99$
 (Dati: $\phi = 30.17^\circ$ $\varepsilon = 0.0^\circ$ $\psi = 90^\circ$ $\delta = 0^\circ$)

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	137.2	411.5	5.5	23.9
Spinta del sovraccar. su R'-S' x 1	9.6	38.5	0.4	1.7
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.8	1.9	51.7	101.5
Peso terra e sovraccarico x 1	5.5	23.4	351.1	956.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.6	1.5	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1	1.1	0.6	69.4	97.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	-22.7*	-9.9*	0.0*	0.0*
TOTALI	159.9	477.4	478.1	1,181.0

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 con la forza G8 necessaria a riportare la risultante sulla mezzzeria della fondazione. Assunta l'ipotesi che la larghezza del nastro di appoggio di G8 sia tale che la pressione sul terreno sia il doppio del carico geostatico dovuto all'altezza R-S risulta:

Carico sul terreno sotto la platea: $G_8 = 16.8$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $Q_8 = 0.08$ m
 Carico sul terreno sotto la fondazione: $G_0 = 461.3$ kN Larghezza dell'impronta d'appoggio $C_8 = 2.80$ m
 TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff $\sigma_t = 0.165$ MPa
 OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale $\beta = 16.0^\circ$

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo

$$R_d = P_9 \times R_0 + S_p \times 0.5 = 290.5 > E_d = S_9 = 159.9$$

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo

$$R_d = M_8 + -10.9 = 1190.9 > E_d = M_9 = 477.4$$

Componenti verticali nel contatto platea-fondazione: Lato valle (punto M) $G_6 = 221$ kN Lato monte (punto Q) $G_7 = 171$ kN

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Freccia in cima al pannello mm 9.15

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (1a formula di Mononobe-Okabe) $K_0 = 0.375$

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 com- presso	b_w larghez- za taglio	staffe α° , $\text{ctg}\Theta$	X1 asse neutro	A1 lato terrapieno	A2 lato facc. o inf. platea	A4 staffe	M_{Rd} baricen- trico	V_{Rd}
	kN.m	kN.m	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm ²	cm ²	cm ² /m	kN.m	kN
1	262.7	262.7	65.5	97.7	81.1	73.2	119.4	19.4	73°, 1.0	7.38	20.80	4.52	9.01	589.7	259.1
2	192.2	192.2	0.0	148.3	48.0	42.6	125.0	125.0	-	8.13	28.84	6.16	14.48	443.0	256.1
3	137.8	137.8	0.0	90.4	34.8	29.4	125.0	125.0	-	6.37	23.16	6.16	11.53	241.5	201.2
4	-0.8	-0.8	0.0	1.0	16.9	11.5	125.0	125.0	-	3.56	7.21	6.16	0.00	-34.6	75.8
12	18.7	21.8	15.2	18.4	47.1	40.3	115.1	15.1	73°, 1.0	3.31	6.28	4.52	3.96	99.8	63.1
14	70.2	79.7	31.0	41.9	60.1	51.4	117.0	17.0	73°, 1.0	4.90	12.57	4.52	3.96	249.2	75.4
16	148.6	167.4	47.1	67.4	70.4	62.0	118.4	18.4	73°, 1.0	6.37	18.25	4.52	5.07	435.5	116.6

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

Nelle sezioni 1 e 2 $M_{ed} = M_{edu}$ perché $\text{ctg}(\alpha) = \text{ctg}(\theta) = 1$; nelle sezioni 3 e 4 $a_1 = 0$ perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. Giuseppe Pili

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.5.6

Norma: Italia: D.M. 14/10/08

Scheda 7. Portanza della fondazione

AREA-Nu - Muro di sostegno alloggi E.R.P. zona B2

Osini (OG)

Prefabbricato tipo u60NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione	Depositi di pendio misti carbonatico-scistosi			
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	33°	$\Phi = \text{rad}$	0.5760
c	Coesione drenata	kN/m ²	2		
γ	Peso specifico	kN/m ³	18.00		
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	0.30		
F	Spessore della fondazione (facciata di valle)	m	1.00		
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	670.9	549.4	461.3
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.53°	20.46°	16.01°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	199.0	204.9	132.4
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	2.80	2.54	2.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5760	0.4791	0.4791
E5	Distanza della risultante dal bordo della fondazione	m	1.40	1.27	1.40
D	Affondamento = E + F + E5 * I_v	m	1.30	1.30	1.30
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	= $[\gamma D N_q] s_q d_q i_q b_q g_q z_q$	kN/m ²	339.77	147.28	185.96
ove N_q	= $\tan^2(45^\circ + \Phi / 2) e^{\pi \tan \Phi}$		26.09	13.86	13.86
g_q	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_q	= 1		1.00	1.00	1.00
d_q	= $1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \times \text{se}[D < B; D/B; \text{atn}(D/B)]$		1.13	1.15	1.14
b_q	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	= $(1 - H / N)^m$		0.49	0.39	0.51
z_q	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Coesione	= $[c N_c] s_c d_c i_c b_c g_c z_c$	kN/m ²	41.44	19.99	26.65
ove N_c	= $(N_q - 1) \cot \Phi$		38.64	24.76	24.76
g_c	= $g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
s_c	= 1		1.00	1.00	1.00
d_c	= $d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.13	1.17	1.15
b_c	= $b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	1.00
i_c	= $i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.47	0.35	0.47
z_c	= $1 - 0.34 K_h$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.994
Superficie	= $[\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$	kN/m ²	308.48	86.92	139.52
ove N_γ	= $2 (N_q + 1) \tan \Phi$		35.19	15.45	15.45
g_γ	= $(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	1.00
s_γ	= 1		1.00	1.00	1.00
b_γ	= $(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	= $[1 - H / N]^{(2+1)}$		0.35	0.25	0.36
z_γ	= $(1 - K_h / \tan \Phi)^{0.35}$ (Paolucci e Pecker 1997)		-	-	0.989
Verifica della capacità portante			Approccio 2	Approccio 1 Combinaz. 2	
Q_{LIM}	Carico unitario limite (Meyerhof)	Mpa	0.690	0.254	0.352
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	1379.4	644.8	986.0
G_0	Carico effettivo, dovuto alle forze esterne	kN	670.9	549.4	461.3

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

