COMUNE DI VADO LIGURE

VADO LIGURE_REGIONE LIGURIA

OPERE DI UBANIZZAZIONE DI INTERESSE GENERALE_ZONA S16

Abitcoop
Vial XX settembre 36/25, 16100 Genova, tel.010/585487
Multipolis s.r.l.
Vial Aurelia 220, 17047 Vado Ligure

progettazione architettonica integrata e paesaggistica

5+1AA
Alfonso Femia Gianluca Peluffo
architectures

via Interiano 3/11, 16124 genova tel. 010.540095 fax 010.5702094
via cadolini 32/38, 20137 milano tel. 02.54019701 fax 010.54115512
55 rue des petites écuries, 75010 paris tel +331.42462894
progettazione@5piu1aa.com www.5piu1aa.com
5+1AA agenzia di architettura alfonso femia gianluca peluffo srl

progettazione, impiantistica
energia e sostenibilità, acustica

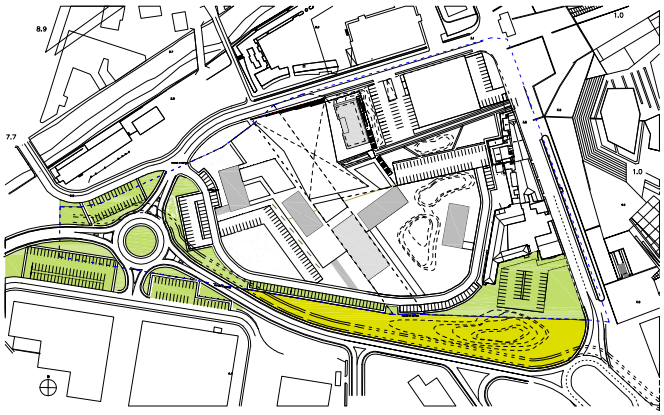
AI studio e AI Engineering s.r.l., torino
Via Iamarmora 80, 10128 Torino, tel.011/5814511 fax 011/5683482
www.aigroup.it info@aigroup.it

progettazione viabilistica

i2 **IQUADRO INGEGNERIA s.r.l.**, genova
Via Interiano 3/11b, 16124 Genova, tel.010/8690578 fax 010/8690690
tecnico@iquadro.org

arch. Marco Vallarino, vado ligure
Via XXV Aprile 41/19, 17047 Vado Ligure (SV), tel. e fax 019/885100
vallarinomarco@tin.it

definitivo



n tavola VdTrdc001a

scala -

oggetto **relazione di calcolo muri di sostegno**

tipo elaborato **progetto definitivo stradale**

data di consegna **dicembre 2010**

nome file SERVER5+1/01_1INCARICHI 5+1/ S16/06 S16 Ad definitivo

commessa **S16**

rev.	data	redatto	verificato	approvato	oggetto revisione
a	13.12.10	cd	sm	sc	definitivo

L'UTILIZZAZIONE E LA RIPRODUZIONE DEL PRESENTE DOCUMENTO SONO RISERVATE A NORMA DI LEGGE

Consorzio Abitcoop

Muro di Sostegno Area S16

Località: Vado Ligure (SV)

Relazione di calcolo dei muri di sostegno in c.a. con componenti prefabbricati tipo Tensiter

svolta a sensi del D.M. 14/1/2008

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 3** **Vn = anni 100**

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

Calcestruzzo (§ 11.2.10 e 4.1.2.1.1)		Prefabbricati	Platea	Fondazione
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 $f_{cd} = 0,85*f_{ck}/1,5$	N/mm^2	21.17	14.11	9.41
Resistenza media a trazione assiale $f_{ctm} = 0,30*f_{ck}^{2/3}$	N/mm^2	3.35	2.56	1.95
Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk}*0,7/1,5$	N/mm^2	1.56	1.19	0.91
Acciaio (§ 4.1.2.1.1)	tipo	**B450C**	**B450C**	-
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	N/mm^2	450	450	-
Resistenza di calcolo $f_{yd} = f_{yk}/1,15$	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 x Ψ	0.00
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	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3	19.0 kN/m3
Eventuali valori particolari per le singole sezioni sono riportati nelle relative schede.					
Coefficienti parziali per le verifiche delle fondazioni superficiali:					
Capacità portante della fondazione	γ_r	1.0	1.0	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

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 (Ψ = 1.0), con il calcolo delle tensioni nelle sezioni in c.a.
- Scheda **4** Verifica SLE combinazione FREQUENTE (Ψ = 0.75), con il calcolo dell'apertura delle fessure sulle sezioni
- Scheda **5** Verifica SLE combinazione QUASI PERMANENTE (Ψ = 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.2.2.5

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 loro momenti rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione
- il calcolo dei carichi (SLU) agenti sulla fondazione
- la verifica allo scorrimento 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 **quinta 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

La spinta del terrapieno agisce direttamente sulla fondazione del muro e indirettamente su una sezione verticale ideale R-S innalzata sullo spigolo interno della platea.

L'esperienza ha dimostrato che, se la struttura non è soggetta a vincoli particolari, la sua deformazione elastica e il cedimento della fondazione sono, in genere, sufficienti a mobilitare la spinta attiva del terrapieno.

Il coefficiente di spinta attiva è calcolato in base al valore φ dell'angolo d'attrito assegnato nel caso A1+M1+R1 e al valore ridotto $\varphi' = atn(tan\varphi / 1.25)$ nel caso A2+M2+R2.

L'esame dei meccanismi di collasso della struttura dimostra che nelle verifiche GEO e EQU dobbiamo sempre considerare la spinta della terra agente sulla sezione verticale R-S innalzata dal bordo interno della platea.

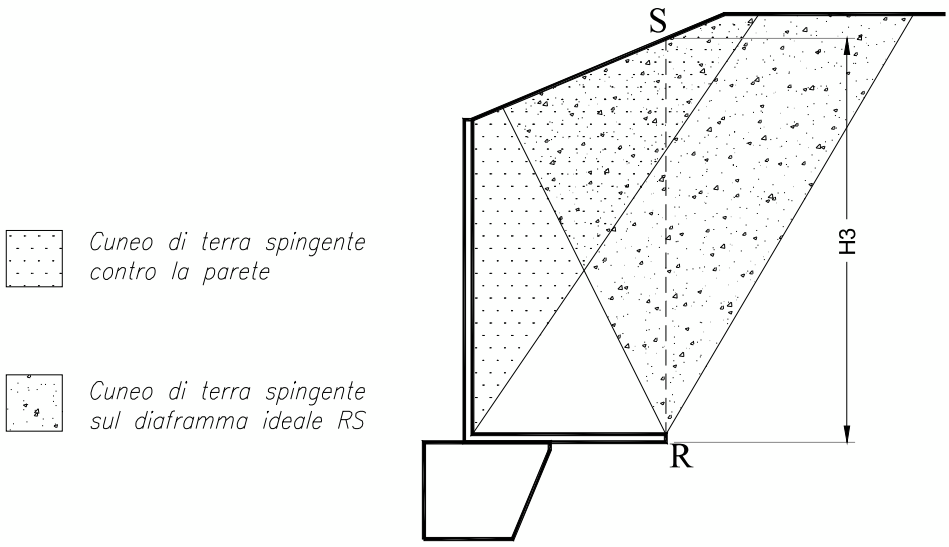
Pertanto il coefficiente di spinta K_1 attraverso la sezione R-S viene calcolato:

a) se il profilo del rilevato è rettilineo, con le formula di Rankine,

per terrapieno orizzontale: $K_1 = \tan^2(45° - \varphi/2)$

Per terrapieno inclinato dell'angolo β: $K_1 = \dfrac{\cos\beta - \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\varphi^2}}{\cos\beta + \sqrt{\cos\beta^2 - \cos\varphi^2}}$

Esse corrispondono a ipotizzare la formazione di un cuneo di terra spingente limitato da due piani di scorrimento, le cui giaciture sono quelle che generano la spinta massima, e quindi la più sfavorevole alla stabilità del muro. La teoria del masso illimitato dimostra che la spinta risulta sempre parallela alla superficie del rilevato. In particolare, se il rilevato è orizzontale, essa dimostra che non si formano componenti verticali sulla sezione R-S, componenti che risulterebbero molto favorevoli nel calcolo delle resistenze al ribaltamento e allo scorrimento.



b) se il profilo del rilevato è spezzato, con un procedimento iterativo che corrisponde a estendere la formula di Rankine ai profili spezzati. Il codice di calcolo 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'equili-brio dei due semicunei separati dal piano R-S risulta anche individuata l'inclinazione della spinta, che risulta intermedia fra le due pendenze.

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 determi-nati 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, che è dotata di appropriate pendenze. Solo una piccola parte dell'acqua riesce ad aggirarla e a danneg-giare il terreno di fondazione rammollendolo.

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 occor-re tenere conto della spinta dell'acqua. In tutti gli 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 moltiplicati per i coefficienti della tabella 2, riportati per chiarezza nel calcolo di ogni componente.

Nelle strutture dotate di un tirante in cemento armato prefabbricato (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 è trascurata 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 (perchè 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 ÷ 45%), 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 della nostra tablla 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 5.

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

La spinta sulla parete interna della struttura prefabbricata è calcolata in base a un coefficiente di spinta attiva determinato con la formula di Coulomb:

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

$\varphi =$ Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione in esame
$\beta =$ Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0°$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
$\psi =$ Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\psi > 90°$ se la parete interna strapiomba
$\delta =$ 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.

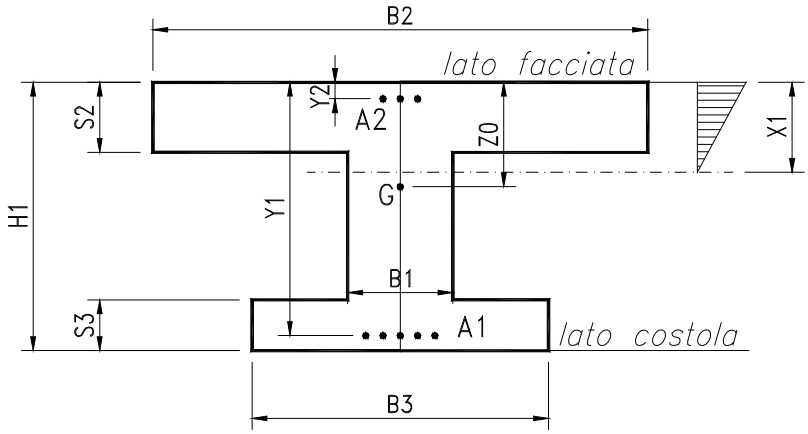
L'angolo di attrito δ tra terreno e parete è stato assunto pari a 2/3 dell'angolo di resistenza al taglio del terreno spingente. Il coefficiente di spinta che ne risulta differisce di poco da quello di Rankine, ma la componente verticale della spinta assume valori valori molto maggiori di quelli sulla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

La verifica allo stato limite ultimo è svolta secondo le norme di calcolo esposte 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:

a_1 = entità del prolungamento delle armature dato dalla formula [4.1.22] (= décalage).

M_{Ed} = momento flettente baricentrico dovuto alle azioni esterne moltiplicate per i rispettivi coefficienti g_i e q, calcolato sulla sezione spostata di a_1.

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

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

α°, ctgθ inclinazione delle staffe rispetto all'asse baricentrico della trave, θ = inclinazione delle bielle compresse, assunta nel calcolo dello sforzo di taglio resistente V_{Rd}. 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 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.

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

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.

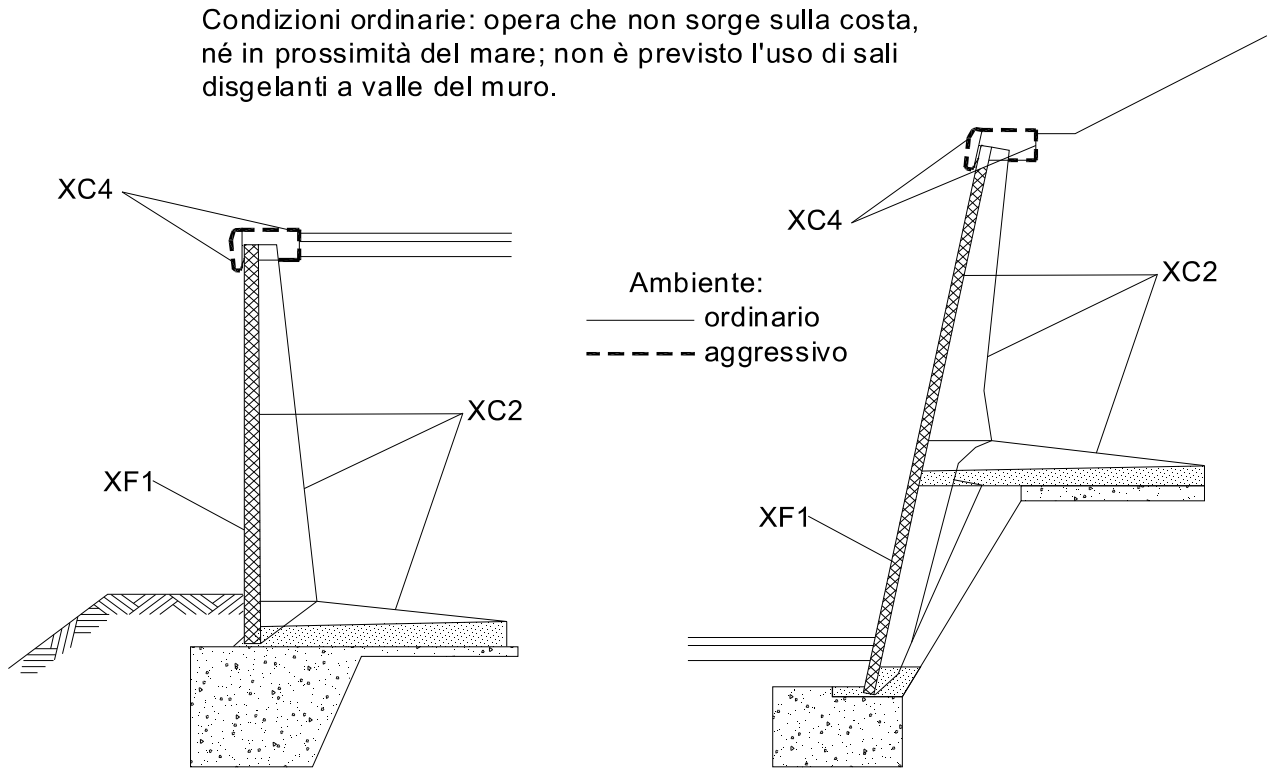
Nella **quarta e quinta scheda** sono svolte le verifiche di esercizio SLE nelle combinazioni **frequente e quasi permanente**. La spinta e i pesi della terra assunti nel calcolo sono quelli effettivi; il sovraccarico sul rilevato è stato ridotto in base ai coefficienti Ψ stabiliti dalle tabelle 5.1.VI (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: 100 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	FONDA-ZIONE
	Intradosso della parete	Costola e tirante tipo "T"	Facciata esterna	Tutte le facciate	Tutte le facciate
Resistenza del calcestruzzo Rck N/mm^2	45	45	45	30	30
Classificazione dell'ambiente	XC2	XC2	XF1	XC2	XC2
Spessore del copriferro:					
Minimo da norma (tabella C4.1.IV)	15	20	15	20	20
Tolleranza di lavorazione	5	=+5/-0	5	10	10
Maggior spessore per durata	10	10	10	10	10
TOTALE da norma mm	30	30	30	40	40
Spessore indicato nei disegni mm	**30±5**	**30+5/-0**	**35±5**	**40±10**	**40±10**
Ampiezza massima delle fessure:					
Combinaz. **frequente** mm	**0.4**	**0.4**	**0.4**	**0.4**	**0.4**
Combinaz. **quasi permanente** mm	**0.3**	**0.3**	**0.3**	**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:

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.60 = 22.41$ MPa
Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.60 = 14.94$ MPa

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

Calcestruzzo dei prefabbricati (Rck 45 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 45 * 0.45 = 16.81$ MPa
Calcestruzzo delle platee (Rck 30 = MPa): $\sigma_c < 0.83 * 30 * 0.45 = 11.21$ MPa

Acciaio: nella combinazione caratteristica rara:

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

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

6. VERIFICA SISMICA (scheda 4)

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 de Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Azioni sismiche - Spettri di risposta vers. 1.03 in data 06/12/10

6.1 Criteri generali di progetto

I muri di sostegno prefabbricati **Tensiter** hanno sempre dato eccellenti 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, mentre nelle fondazioni usuali, con pareti casserate, i rinfianchi vuoti dopo il disarmo sono riempiti di materiale sciolto;

b) La fondazione è nell'impossibilità di ruotare, essendo vincolata a una larga platea il cui punto più interno, restando fisso, ne vincola l'orientamento;

c) La spinta sulla fondazione usufruisce di una forte riduzione, in quanto il cuneo di terra spingente su essa non è sovraccaricato. Appena esso inizia a scendere sotto l'azione del proprio peso e del sisma, cessa il sovraccarico su di esso 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 Ag/g = 0,10 g per quelli di classe "L", 0,15 g ÷ 0,25 g per quelli di classe "M" e 0,25 g ÷ 0,35 g per quelli di classe "P". Ovviamente questi valori devono essere confermati da verifiche specifiche, che tengano conto di tuttii 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 ricuperata, grazie alla cerniera, la situazione iniziale.

Nel muro tipo "F" non si hanno del fenomeni di plasticizzazione del terreno di fondazione, per effetto dei quali dopo ogni oscillazione non può più essere ricuperata la posizione precedente.

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

6.2 Dati di progetto dell'azione sismica

Località in cui sorge l'opera: Comune di			Vado Ligure (SV)
Periodo di vita nominale V_N della costruzione		anni	50
Classe d'uso **II**	Corrispondente coefficiente C_U (Tab 2.4.II)	C_U =	1
Periodo di vita di riferimento V_R della costruzione		anni	50
Conseguente periodo di ritorno del sisma per lo stato SLV (Pv_r=10%)		anni	475
Accelerazione orizzontale al suolo (spettri di risposta vers 1.03)		a_g/g =	0.019

Fattore di amplificazione orizzontale (spettri di risposta vers 1.03)	F_0 =	2.577
Categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II)		E
Suolo di tipo E: Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V30 simili a quelli dei tipi C o D, e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su un substrato di materiale più rigido con V30 > 800 m/s		
Corrispondente coeff. di amplificazione stratigrafica (tab 3.2.V)	S_s =	1.600
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 =	0.030
Coefficiente di riduzione dell'acceleraz. max. attesa (tab 7.11.II)	β_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	ψ_{2j} =	0.00

6.3 Calcolo dell'azione sismica

Coefficiente sismico orizzontale: (formula 7.11.6) $k_h = \beta_m S_S S_T a_g / g = 0.0055$

Coefficiente sismico verticale: (formula 7.11.7) $k_v = 0.5\ k_h = 0.0027$

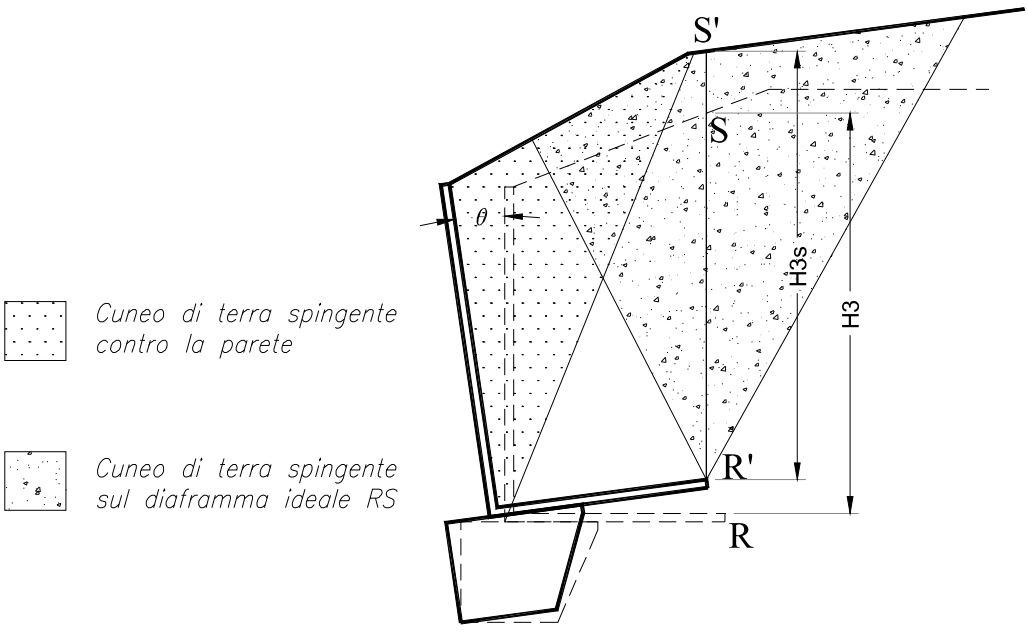
6.4 Spinte di calcolo del terreno e dell'acqua

La spinta totale di progetto "Ed" esercitata dal terreno e dall'acqua sul muro è calcolata nell'istante più gravoso, corrispondente alla massima accelerazione orizzontale e simultaneamente al massimo alleggerimento verticale. Essa corrisponde a fare ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea e fondazione) dell'angolo Θ risultante dalla formula:

$$\Theta = \arctan(k_h / (1 - k_v)) = 0.31°$$

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 A2 posti pari a 1, come prescritto dal punto C7.11.6.2 della Circolare 2/2/2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture.

Per il calcolo della spinta sulla parete interna del prefabbricato la formula di Mononobe e Okabe fornisce direttamente il coefficiente di spinta K_0. Il modello di Mononobe e Okabe prevede che in aderenza alla parete del muro si formi un cuneo di terra spingente, limitato verso il terreno da una superficie piana (Ipotesi di Coulomb), in una sezione in cui sia la parete, sia la superficie del terrapieno siano ruotati verso valle dell'angoloΘ. Noi la applicheremo per il calcolo della spinta della terra e del sisma sulla parete interna del prefabbricato.



Per il calcolo della stabilità globale e della spinta sulle fondazioni dobbiamo calcolare la spinta della terra sul diaframma ideale R'-S' innalzato verticalmente dallo spigolo interno della platea. In questo caso non si può applicare la formula di Mononobe e Okabe in quanto la sezione ideale R'-S' non separa il rilevato da una parete rigida; nel nostro caso il cuneo di terra spingente si sviluppa anche nel terreno a valle della sezione R'-S' su cui dobbiamo calcolare la spinta. Il modello non corrisponde.

Nei muri di sostegno prefabbricati Tensiter la platea di ancoraggio è notevolmente estesa sotto al terrapieno. Pertanto la spinta sulla parete e sul diaframma ideale R'-S' possono risultare alquanto diverse.

In perfetta analogia al modello di base che determina la formula di Mononobe e Okabe, la spinta E_d sulla sezione R'-S' è calcolata assumendo un modello in cui si forma un cuneo spingente limitato da due piani, le cui giaciture sono state entrambe simultaneamente individuate come quelle che generano la massima spinta in stato di equilibrio limite attivo.

Il procedimento, svolto su elaboratore elettronico per approssimazioni successive, individua le due giaciture e fornisce i coefficienti di spinta. Essi risultano in genere leggermente più gravosi di quelli forniti dalla formula di Mononobe e Okabe per il maggior peso del cuneo di terra spingente.

Il calcolo dei coefficienti di spinta è eseguito, ovviamente, dopo aver fatto ruotare tutta la struttura (parete prefabbricata, superficie del terrapieno, platea, fondazione) dell'angolo Θ.

I coefficienti di spinta sono calcolati per tutte le sezioni trasversali oggetto della verifica.

Il procedimento individua anche la direzione della spinta. Se la superficie del rilevato è piana, essa risulta parallela ad essa, ovviamente ruotata di Θ, in accordo con la teoria del masso illimitato di Rankine. Se poi il terrapieno è anche orizzontale, la spinta è inclinata soltanto dell'angolo Θ. Questa considerazione dimostra che la resistenza al ribaltamento e allo scorrimento di muri di sostegno di terrapieni orizzontali può avvalersi solo di un piccolo contributo della componente verticale della spinta.

6.5 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, prodotto delle masse per il coefficiente sismico orizzontale k_h, sono riportate nella colonna delle componenti orizzontali delle azioni.

A favore della sicurezza, abbiamo preso in considerazione tutti gli effetti della rotazione sismica Θ e non solo gli effetti sul coefficiente di spinta, pur essendo a conoscenza che molti progettisti non tengono conto delle varia-zioni di altezze, bracci e masse conseguenti alla rotazione. Nel nostro calcolo, per effetto della rotazione sismica,

a) l'altezza della sezione ideale R'-S' su cui agisce la spinta del terrapieno aumenta rispetto all'altezza R-S, e in certi casi notevolmente. Pertanto la spinta della terra considerata nel calcolo sismico è incrementata sia per il maggior coefficiente di spinta K_1 dovuto alla rotazione sismica, sia per la maggior altezza H_3 della sezione ideale su cui essa agisce.

b) i bracci di tutte le forze orizzontali (spinte e inerzie) aumentano in misura considerevole, mentre diminuiscono i bracci delle forze verticali stabilizzanti. Entrambe le rettifiche rendono molto più gravosa la verifica al ribalta-mento.

c) le masse prese in conto nel calcolo delle forze d'inerzia aumentano, essenzialmente per lo spostamento della sezione ideale da R-S a R'-S'. Dunque nel nostro calcolo sono prese in conto le inerzie di tutte le masse del terrapieno: a monte della sezione R'-S' come incremento della spinta della terra; a valle di R'-S' come forze orizzontali esposte e sommate insieme alle spinte.

d) L'attrito alla base della fondazione e della platea sul terreno si riduce non solo per effetto della riduzione del coefficiente d'attrito prescritto dalla Combinazione 2, ma anche per effetto della pendenza sfavorevole dell'appog-gio sul suolo, dovuta alla rotazione Θ.

Prendiamo invece 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, $\beta = 90°$, $\delta = 0°$.

$$Kp = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi + \Theta) * \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}\,\phi * \text{sen}(\phi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}\,(\psi + \varepsilon) * \text{sen}(\psi + \Theta)}}\right]^2}$$

$\phi =$ Angolo di resistenza al taglio del terreno di fondazione assunto nella Combinazione 2. $\phi = \text{atn}(\tan(\Phi/1.25))$
$\varepsilon =$ Angolo di inclinazione del terreno a valle. $\varepsilon > 0°$ se il terreno scende allontanandosi dal muro
$\psi =$ Angolo del paramento esterno della fondazione con l'orizzontale. $\psi < 90°$ se la parete strapiomba
$\delta =$ 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.
$\Theta =$ 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 diΘ in tutti gli aspetti del calcolo, il loro confronto accerta ancora la stabilità della struttura.

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 con la prima formula di Mononobe-Okabe:

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

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

$$Ko = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos\Theta * \text{sen}^2\psi * \text{sen}(\psi - \Theta - \delta)}$$

$\varphi =$ Angolo di resistenza al taglio del terreno sostenuto dal muro assunto nella Combinazione 2. $\varphi = \text{atn}(\tan(\varphi/1.25))$
$\beta =$ Angolo di inclinazione del terreno sostenuto dal muro. $\beta > 0°$ se il terreno sale allontanandosi dal muro
$\psi =$ Angolo del paramento interno del muro con l'orizzontale. $\Psi > 90°$ se la parete interna strapiomba
$\delta =$ Angolo di resistenza al taglio fra terreno sostenuto e muro. Nei calcoli è stato assunto $\delta = 2\,\varphi / 3$.
$\Theta =$ Angolo di rotazione sismica.

Alle sollecitazioni dovute alla spinta della terra sulla parete sono state addizionate quelle dovute alle forze d'inerzia della parete prefabbricata e 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 5)

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 Nc, Nq, Nγ 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 5 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.2.2.5, 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.

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 m^2 di facciata, in 40 anni, senza alcun collasso) derivi in gran parte dall'affidabilità del codice di calcolo utilizzato per progettarle e verificarle.

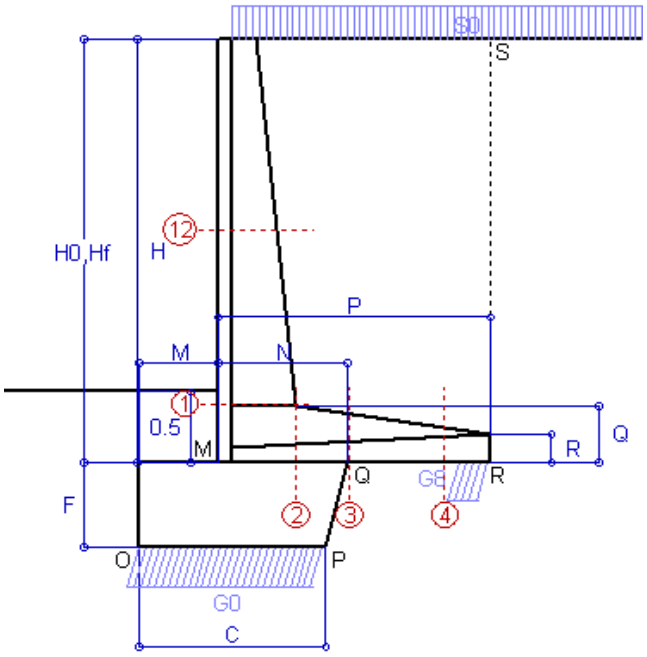
Il codice, inizialmente impostato sul DM 1973, è in grado di svolgere la verifica delle strutture Tensiter in base alle varie normative via via succedutesi (..., DM 14/2/92 tensioni ammissibili, Eurocode 2, DM 9/1/96 s.l.u, Ordinanze 3274/03 e 3333/04, DM 14/9/2005, DM 14/1/2008) oltre ad alcune normative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

Torino, 6 dicembre 2010

Il progettista delle strutture Tensiter
(M.Paschetta)



Dati

H_m =	3.00 m	**Prefabbricato tipo u30NM**	H_0 =	3.00	m
C =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	3.00	m
F =	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0	kN/m2
M =	0.55 m	Angolo d'attrito della terra	φ =	30°	
N =	0.90 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0	kN/m3
P =	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0	kN/m3
Q =	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.58	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	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°
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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	37.1	59.3	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	30.0	63.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	27.9	31.3
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	176.6	272.9
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	1.5	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	26.8	18.5
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO e STR)	68.5	122.6	231.3	322.6

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 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 = 32.9 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.22 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 198.4 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.153 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **16.5°**

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**58.7**	0.0	32.7	**41.2**	53.7	47.0	114.7	14.7	90°, 1.0	3.90	7.10	2.58	4.52	**131.6**	**64.0**
2	**39.0**	0.0	0.0	**53.9**	40.0	35.1	125.0	34.8	90°, 1.0	4.15	9.36	2.26	7.52	**123.7**	**92.9**
3	**26.4**	0.0	0.0	**33.8**	34.7	29.8	125.0	42.0	-	3.90	9.36	2.26	5.76	**104.7**	**72.4**
4	**-2.1**	0.0	0.0	**1.7**	24.7	19.6	57.7	100.4	-	3.57	6.28	2.26	5.76	**-20.4**	**97.4**
12	**17.9**	15.5	14.8	**18.2**	41.2	34.4	113.4	13.4	90°, 1.0	2.70	4.02	2.58	4.02	**55.6**	**43.2**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

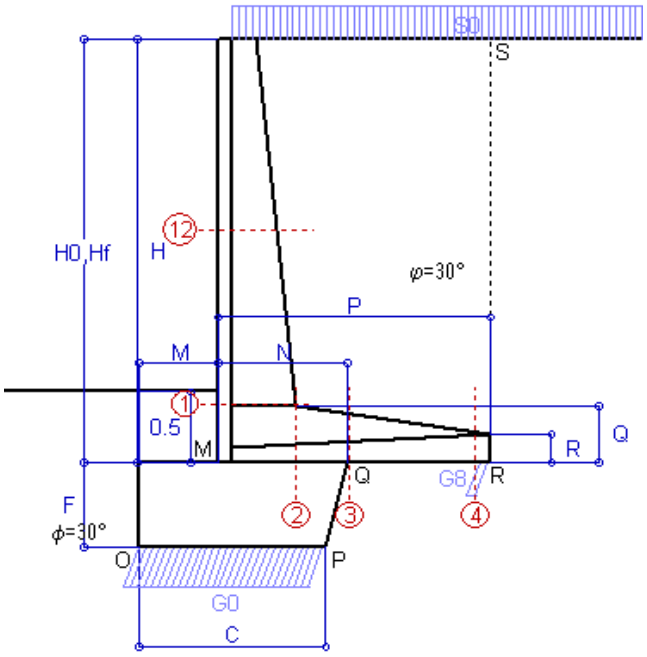
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	3.00 m	**Prefabbricato tipo u30NM**	H_0 =	3.00	m
C =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	3.00	m
F =	0.60 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0	kN/m2
M =	0.55 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ /1.25) =		**24.79°**	
N =	0.90 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0	kN/m3
P =	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0	kN/m3
Q =	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.464	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman)	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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.0	35.0	56.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	31.9	67.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.0	0.0	21.5	24.1
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.3	0.0	0.0	141.4	218.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	1.4	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.0	0.0	20.6	14.2
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO)	68.3	123.3	183.5	256.5
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	76.9	139.2	196.1	278.5

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 G8 = 9.1 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.08 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 174.4 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.134 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **20.4°**

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9 * R0 = 91.0 > Ed = S9 = 76.9

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 = 279 > Ed = M9 = 139.2

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 168.1 > Ed = 94

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**59.8**	0.0	26.4	**41.8**	53.7	47.0	114.7	14.7	90°, 1.0	3.86	7.10	2.58	4.52	**130.9**	**64.0**
2	**49.3**	0.0	0.0	**50.7**	40.0	35.1	125.0	34.8	90°, 1.0	4.15	9.36	2.26	7.52	**123.7**	**92.9**
3	**38.3**	0.0	0.0	**38.0**	34.7	29.8	125.0	42.0	-	3.90	9.36	2.26	5.76	**104.7**	**72.4**
4	**-0.2**	0.0	0.0	**0.2**	21.7	16.6	70.0	125.0	-	3.38	6.28	2.26	5.76	**-19.3**	**102.4**
12	**18.5**	15.5	12.0	**18.8**	41.2	34.4	113.4	13.4	90°, 1.0	2.68	4.02	2.58	4.02	**55.4**	**43.1**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

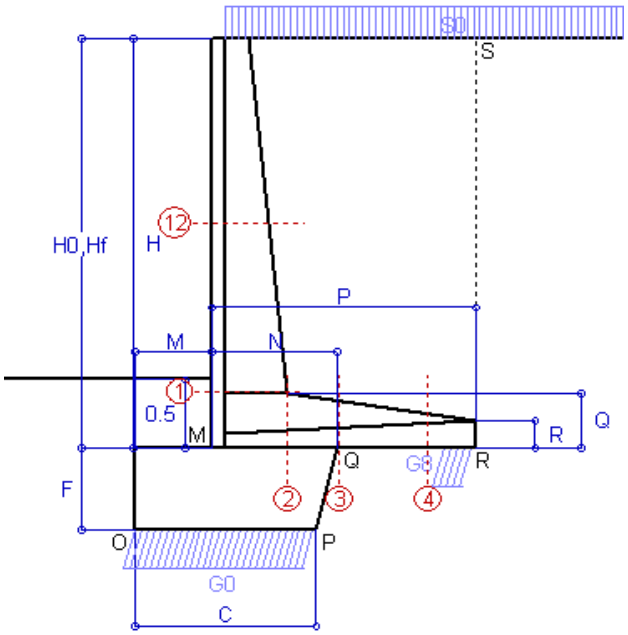
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	3.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u30NM**	H_0 =	3.00 m
C =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	3.00 m
F =	0.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	20.0 kN/m2
N =	0.90 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	28.50	45.60	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	20.00	42.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	21.45	24.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	130.00	201.15
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.14	0.23	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	20.63	14.19
Totali	S_9 = 49.64	M_9= 87.83	P_9 = 172.07	M_8= 239.42

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.726

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.011

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 26.29 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.23 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 145.78 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.112 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 16.1°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	38.1	24.2	38.2	114.7	53.7	47.0	7.10	2.58	121	3.07	38	**0.064**
2	26.7	0.0	46.1	125.0	40.0	35.1	9.36	2.26	86	2.47	40	**0.000**
3	17.7	0.0	33.0	125.0	34.7	29.8	9.36	2.26	67	2.12	40	**0.000**
4	-1.9	0.0	0.0	54.6	25.1	20.0	6.28	2.26	42	1.37	40	**0.000**
12	8.6	10.9	15.5	113.4	41.2	34.4	4.02	2.58	66	1.57	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

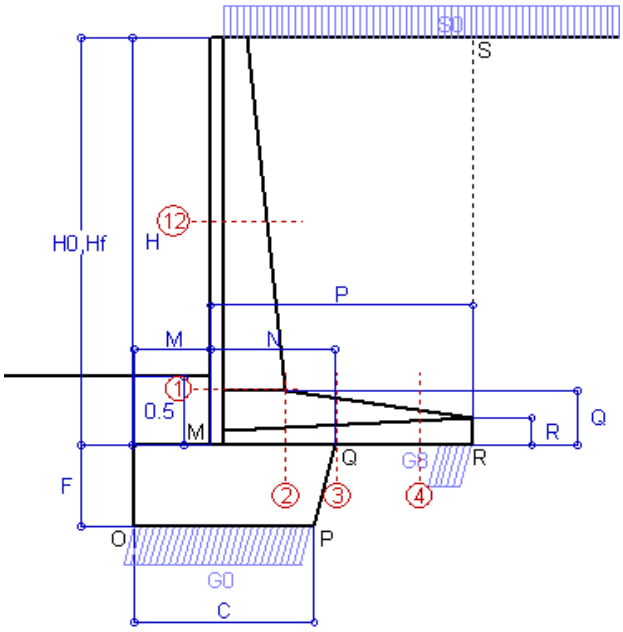
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	3.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u30NM**	H_0 =	3.00 m
C =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	3.00 m
F =	0.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	15.0 kN/m2
N =	0.90 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	28.50	45.60	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	15.00	31.50	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	21.45	24.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	120.50	186.90
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.14	0.23	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	20.63	14.19
Totali	S_9 = 44.64	M_9= 77.33	P_9 = 162.57	M_8= 225.17

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.912

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.112

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 27.87 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.24 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 134.70 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.104 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.4°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	32.6	22.6	33.8	114.7	53.7	47.0	7.10	2.58	104	2.66	38	**0.000**
2	21.5	0.0	39.5	125.0	40.0	35.1	9.36	2.26	69	1.99	40	**0.000**
3	13.4	0.0	27.1	125.0	34.7	29.8	9.36	2.26	51	1.60	40	**0.000**
4	-2.6	0.0	0.0	50.1	25.8	20.7	6.28	2.26	55	1.83	40	**0.000**
12	7.1	10.0	13.1	113.4	41.2	34.4	4.02	2.58	54	1.31	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

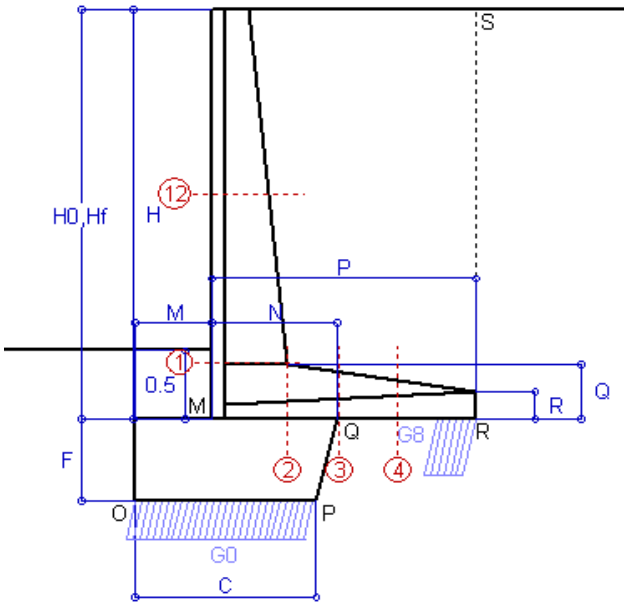
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	3.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u30NM**	H_0 =	3.00 m
C =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	3.00 m
F =	0.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	0.0 kN/m2
N =	0.90 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	1.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.40 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	28.50	45.60	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	21.45	24.08
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	92.00	144.15
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	1.14	0.23	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	20.63	14.19
Totali	S_9 = 29.64	M_9= 45.83	P_9 = 134.07	M_8= 182.42

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 3.981

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.624

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 32.42 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.28 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 101.65 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.078 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 12.5°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	16.3	17.8	20.7	114.7	53.7	47.0	7.10	2.58	52	1.43	38	**0.000**
2	10.6	0.0	26.5	125.0	40.0	35.1	9.36	2.26	34	0.98	40	**0.000**
3	0.8	0.0	9.6	125.0	34.7	29.8	9.36	2.26	3	0.10	40	**0.000**
4	-5.7	0.0	0.0	39.3	28.3	23.2	6.28	2.26	112	3.78	40	**0.000**
12	2.3	7.4	6.0	113.4	41.2	34.4	4.02	2.58	18	0.52	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

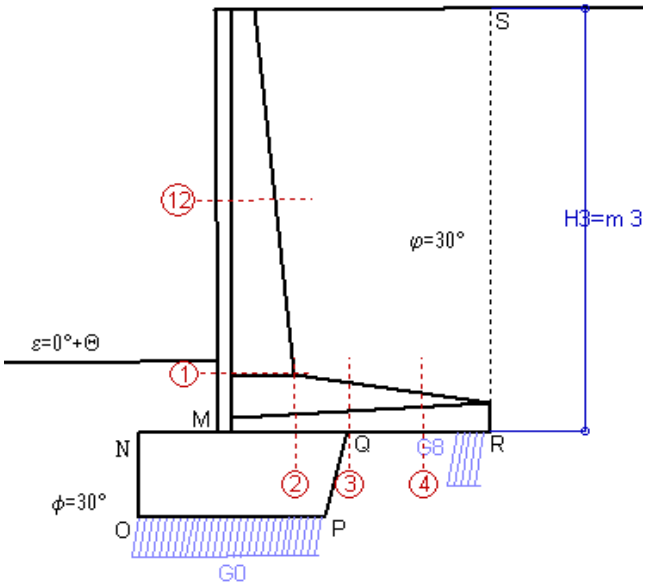
Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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

Dati

H_m =	3.00 m	**Acceleraz orizz. al suolo**		a_g/g =	**0.019**
C =	1.30 m	**Prefabbricato tipo u30NM**		H_0 =	3.00 m
F =	0.60 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	3.00 m
M =	0.55 m	Sovraccarico sul rilevato	(0%)	S_0 =	0.0 kN/m2
N =	0.90 m	Angolo d'attrito della terra	= atn(tanφ /1.25) =		**24.79°**
P =	1.90 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.464
Q =	0.40 m	Accelerazione massima locale		a_{max}/g =	0.030
		Coeff. riduz. acceleraz. max attesa		β_m =	0.18
		Pendenza del rilevato a tergo del murc		I_8 =	0.5%
		Scarpa della facciata del pannello		I_6 =	-0.5%
		Pendenza dell'appoggio della fondaz.		I_7 =	-0.5%



Angolo di rotazione sismica Θ = 0.31°
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.005
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.003

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra	(Mononobe e Okabe)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza		H_3 =	3.00 m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale		O_3 =	0.31°
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 =	2.44

(*Dati:* ϕ = 24.79° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1.0	35.0	56.4	0.2	0.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.1	0.2	21.5	23.9
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.0	0.5	1.1	92.0	143.6
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	1.4	0.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.1	0.0	20.6	14.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	*-14.0**	*-5.1**	*0.0**	*0.0**
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI	37.2	58.0	134.3	182.2

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 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 = 26.6 kN
Carico sul terreno di fondazione: G0 = 107.7 kN

Larghezza dell'impronta d'appoggio . . Q_8 = 0.23 m
Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C_8 = 1.30 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.083 MPa**

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **9.8°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9*(I7+R0)+ Sp = 75.6 > Ed = S9 = 37.2

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 + 5.1 = 187.3 > Ed = M9 = 58

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 105.9 > Ed = 36.2

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) K_0 = 0.367

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**24.2**	0.0	18.0	**22.0**	53.7	47.0	114.7	14.7	90°, 1.0	3.81	7.10	2.58	4.52	**129.8**	**67.8**
2	**15.7**	0.0	0.0	**28.6**	40.0	35.1	125.0	34.8	90°, 1.0	4.15	9.36	2.26	7.52	**123.7**	**92.9**
3	**5.6**	0.0	0.0	**13.0**	34.7	29.8	125.0	42.0	-	3.90	9.36	2.26	5.76	**104.7**	**72.4**
4	**-4.0**	0.0	0.0	**2.9**	27.0	21.9	44.0	73.1	-	3.90	6.28	2.26	5.76	**-20.8**	**76.4**
12	**5.4**	15.5	7.5	**7.0**	41.2	34.4	113.4	13.4	90°, 1.0	2.65	4.02	2.58	4.02	**55.0**	**45.9**

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

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

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

Prefabbricato tipo u30NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

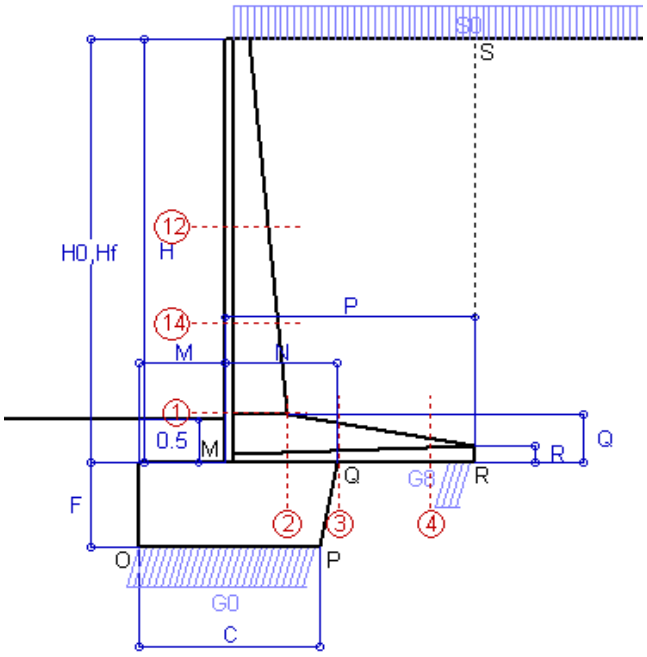
	Natura di terreno di fondazione				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30°	Φ = rad	0.5236
c	Coesione drenata	kN/m^2	0		
γ	Peso specifico	kN/m^3	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	ε = rad	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione	m	0.60		
D	Affondamento = E + F	m	1.10		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	**198.4**	**174.4**	**107.7**
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.50°	20.42°	9.78°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	58.8	64.9	18.6
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	1.30	1.30	1.30
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0054
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0054
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma\ D\ N_q]\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q$	kN/m^2	239.82	109.81	187.25
N_q	$\tan^2(45° + \Phi / 2)\ e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_q	$1 + B / L \tan\Phi$		1.01	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan\Phi\ (1 - \sin\Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.24	1.26	1.26
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot \Phi)]^m$		0.50	0.40	0.69
Coesione	$[c\ N_c]\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c$	kN/m^2	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
s_c	$s_c = 1 + B/L\ N_q / N_c$		1.01	1.01	1.01
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.26	1.29	1.29
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.47	0.33	0.65
Superficie	$[½\ \gamma\ B\ N_\gamma]\ s_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma$	kN/m^2	96.34	32.26	72.54
N_γ	$2\ (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_γ	$1 - 0.4\ B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot\Phi)]^{(m+1)}$		0.35	0.25	0.57
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.99	1.99	1.99
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.336	0.142	0.260
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	**Capacità portante, tenuto conto di γ_R**	**kN**	**437.0**	**184.7**	**337.7**
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	198.4	174.4	107.7

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



Dati

H_m =	5.00 m	**Prefabbricato tipo u50NM**	H_0 =	5.00	m
C =	2.10 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	5.00	m
F =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0	kN/m2
M =	1.00 m	Angolo d'attrito della terra	φ =	30°	
N =	1.30 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0	kN/m3
P =	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0	kN/m3
Q =	0.56 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.58	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	102.9	274.4	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	50.0	175.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	42.0	72.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	413.2	1 035.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	4.1	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	71.5	78.7
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO e STR)	157.0	450.8	526.7	1 186.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno 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 = 76.2 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.31 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 450.5 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.215 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **16.6°**

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

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

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**228.9**	0.0	71.9	**92.1**	71.8	64.6	117.8	17.8	90°, 1.2	6.34	14.51	3.14	4.77	**368.1**	**103.4**
2	**156.8**	0.0	0.0	**153.3**	56.0	50.7	125.0	44.5	90°, 1.4	6.53	17.34	5.40	9.93	**327.1**	**178.0**
3	**96.5**	0.0	0.0	**81.1**	46.4	41.3	125.0	39.3	-	6.02	17.34	5.40	7.92	**264.4**	**98.5**
4	**-9.7**	0.0	0.0	**7.5**	28.5	23.4	29.6	29.6	-	5.36	9.11	5.40	7.92	**-43.9**	**43.0**
12	**53.6**	19.3	27.9	**34.6**	49.6	42.8	114.9	14.9	90°, 1.0	3.57	6.28	3.14	4.02	**106.5**	**51.5**
14	**146.4**	28.3	49.4	**61.5**	61.0	52.3	116.4	16.4	90°, 1.2	5.09	11.37	3.14	4.02	**232.8**	**71.1**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

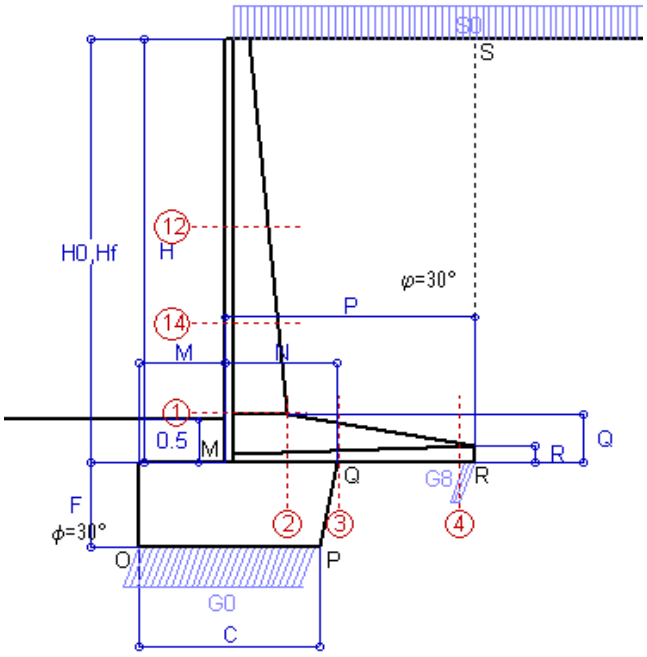
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	5.00 m	**Prefabbricato tipo u50NM**	H_0 =	5.00 m
C =	2.10 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	5.00 m
F =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0 kN/m2
M =	1.00 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ /1.25) =		**24.79°**
N =	1.30 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0 kN/m3
P =	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.56 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.464

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.0	97.2	259.1	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	53.2	186.2	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.0	0.0	32.3	55.5
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.3	0.0	0.0	326.4	817.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	4.1	1.3	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.0	0.0	55.0	60.5
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO)	154.4	446.6	413.6	933.6
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	172.7	501.3	441.6	1 013.7

Stabilità (GEO) della struttura:

Calcolo dei carichi agenti sulla fondazione: poiché la risultante di tutti i carichi è più vicina al punto P che al punto O, la platea appoggia sul terreno 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 = 21.8 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.11 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 391.9 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.187 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **20.5°**

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9 * R0 = 204.9 > Ed = S9 = 172.7

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 = 1014 > Ed = M9 = 501.3

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 567.1 > Ed = 333

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**229.9**	0.0	57.6	**92.0**	71.8	64.6	117.8	17.8	90°, 1.2	6.26	14.51	3.14	4.77	**365.5**	**103.7**
2	**189.2**	0.0	0.0	**143.1**	56.0	50.7	125.0	44.5	90°, 1.2	6.53	17.34	5.40	9.93	**327.1**	**164.9**
3	**139.2**	0.0	0.0	**81.8**	46.4	41.3	125.0	39.3	-	6.02	17.34	5.40	7.92	**264.4**	**98.5**
4	**-1.0**	0.0	0.0	**1.1**	23.1	18.1	26.7	26.7	-	4.99	9.11	5.40	7.92	**-32.6**	**35.1**
12	**54.8**	19.3	22.5	**35.3**	49.6	42.8	114.9	14.9	90°, 1.0	3.54	6.28	3.14	4.02	**105.9**	**51.5**
14	**147.9**	28.3	39.7	**61.9**	61.0	52.3	116.4	16.4	90°, 1.2	5.04	11.37	3.14	4.02	**231.4**	**71.2**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

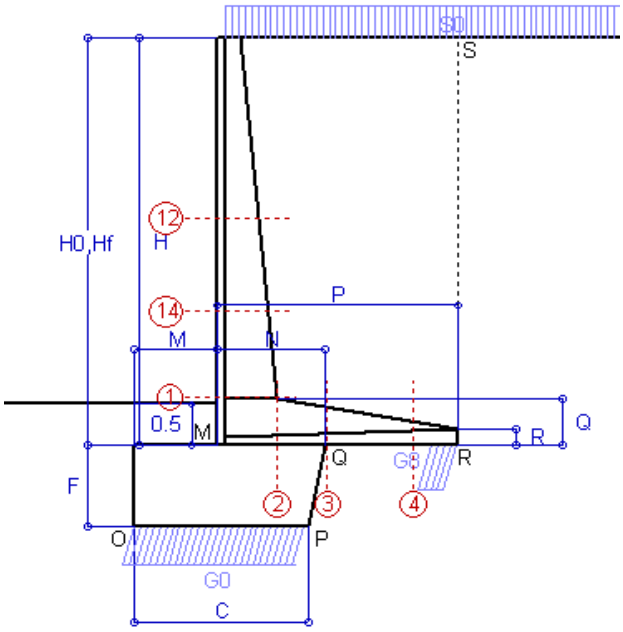
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	5.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u50NM**	H_0 =	5.00 m
C =	2.10 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	5.00 m
F =	1.00 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	20.0 kN/m2
N =	1.30 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.56 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	79.17	211.11	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	33.33	116.67	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	32.29	55.54
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	308.96	774.86
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.17	1.06	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	55.00	60.54
Totali	S_9 = 115.67	M_9= 328.83	P_9 = 396.25	M_8= 890.95

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.709

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 1.987

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 60.91 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.32 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 335.34 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.160 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 16.3°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	153.6	53.6	92.8	117.8	71.8	64.6	14.51	3.14	175	5.23	39	**0.137**
2	110.9	0.0	139.0	125.0	56.0	50.7	17.34	5.40	134	4.36	40	**0.076**
3	66.4	0.0	87.2	125.0	46.4	41.3	17.34	5.40	99	3.61	40	**0.070**
4	-8.6	0.0	0.0	29.9	29.0	24.0	9.11	5.40	73	4.03	40	**0.000**
12	28.5	20.6	31.9	114.9	49.6	42.8	6.28	3.14	112	2.81	38	**0.000**
14	79.7	36.7	60.9	116.4	61.0	52.3	11.37	3.14	143	4.25	38	**0.104**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

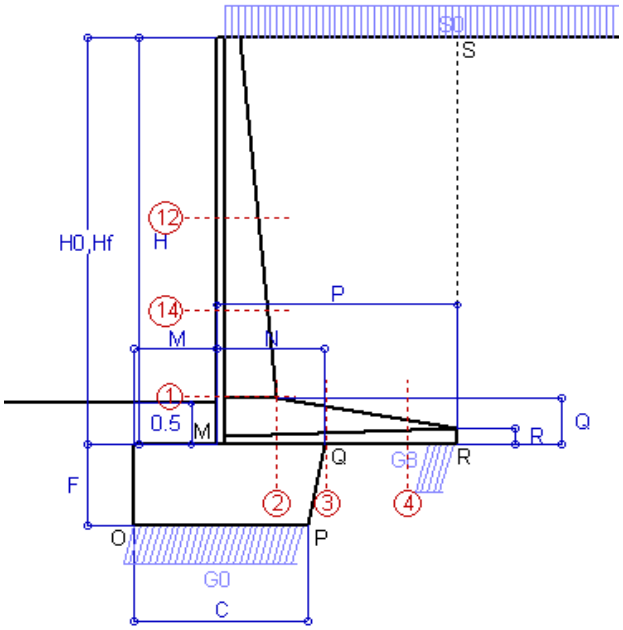
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	5.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u50NM**	H_0 =	5.00 m
C =	2.10 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	5.00 m
F =	1.00 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	15.0 kN/m2
N =	1.30 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.56 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	79.17	211.11	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	25.00	87.50	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	32.29	55.54
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	294.46	739.34
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.17	1.06	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	55.00	60.54
Totali	S_9 = 107.33	M_9= 299.67	P_9 = 381.75	M_8= 855.42

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.855

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.063

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 64.58 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.34 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 317.17 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.151 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.7°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	137.2	50.9	85.2	117.8	71.8	64.6	14.51	3.14	156	4.70	39	**0.118**
2	95.2	0.0	124.1	125.0	56.0	50.7	17.34	5.40	115	3.74	40	**0.000**
3	53.8	0.0	76.3	125.0	46.4	41.3	17.34	5.40	80	2.92	40	**0.043**
4	-10.6	0.0	0.0	30.4	30.0	24.9	9.11	5.40	87	4.62	40	**0.000**
12	24.1	19.2	28.0	114.9	49.6	42.8	6.28	3.14	95	2.42	38	**0.000**
14	69.9	34.5	55.1	116.4	61.0	52.3	11.37	3.14	125	3.76	38	**0.084**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

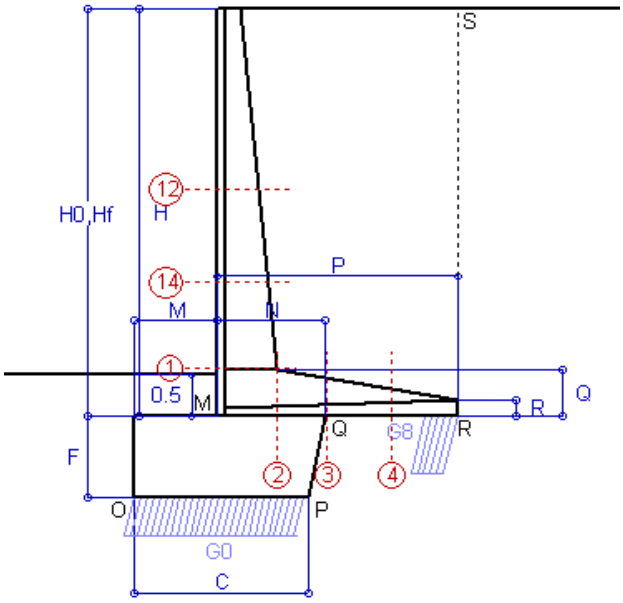
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	5.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u50NM**	H_0 =	5.00 m
C =	2.10 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	5.00 m
F =	1.00 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	0.0 kN/m2
N =	1.30 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	2.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.56 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_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) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	79.17	211.11	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	32.29	55.54
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	250.96	632.76
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	3.17	1.06	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	55.00	60.54
Totali	S_9 = 82.33	M_9= 212.17	P_9 = 338.25	M_8= 748.85

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 3.530

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.383

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 75.37 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.40 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 262.88 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.125 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 13.7°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	87.8	42.6	62.5	117.8	71.8	64.6	14.51	3.14	101	3.11	39	**0.056**
2	57.1	0.0	86.5	125.0	56.0	50.7	17.34	5.40	69	2.24	40	**0.000**
3	16.7	0.0	43.8	125.0	46.4	41.3	17.34	5.40	25	0.91	40	**0.000**
4	-19.1	0.0	0.0	32.2	33.3	28.3	9.11	5.40	137	6.54	40	**0.000**
12	11.2	15.0	16.4	114.9	49.6	42.8	6.28	3.14	45	1.23	38	**0.000**
14	40.3	28.1	37.5	116.4	61.0	52.3	11.37	3.14	73	2.28	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

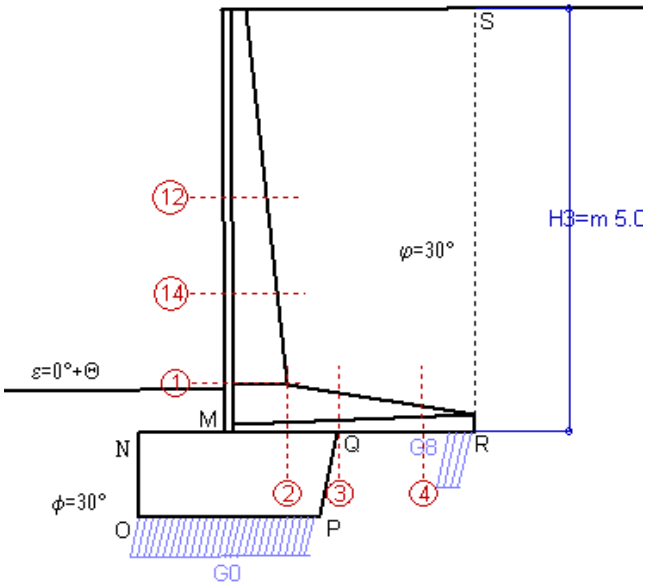
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Angolo di rotazione sismica Θ = 0.31°
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.005
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.003

Dati

H_m =	5.00 m	**Acceleraz orizz. al suolo**		a_g/g =	**0.019**
C =	2.10 m	**Prefabbricato tipo u50NM**		H_0 =	5.00 m
F =	1.00 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	5.00 m
M =	1.00 m	Sovraccarico sul rilevato	(0%)	S_0 =	0.0 kN/m2
N =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra	= atn(tanφ /1.25) =		**24.79°**
P =	2.90 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.464
Q =	0.56 m	Accelerazione massima locale		a_{max}/g =	0.030
		Coeff. riduz. acceleraz. max attesa		β_m =	0.18
		Pendenza del rilevato a tergo del murc		I_8 =	0.5%
		Scarpa della facciata del pannello		I_6 =	-0.5%
		Pendenza dell'appoggio della fondaz.		I_7 =	-0.5%

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra	(Mononobe e Okabe)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza		H_3 =	5.00 m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale		O_3 =	0.31°
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 =	2.44

(*Dati:* ϕ = 24.79° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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

COMPONENTI	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1.0	97.2	261.2	0.5	2.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.2	0.4	32.3	55.1
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.0	1.4	4.9	251.0	630.3
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	4.1	1.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.3	0.2	55.0	60.4
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	*-26.0**	*-13.0**	*0.0**	*0.0**
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI	103.1	268.0	338.8	748.0

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 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 = 55.4 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . Q_8 = 0.29 m

Carico sul terreno di fondazione: G0 = 283.3 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C_8 = 2.10 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.135 MPa**

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **12.8°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9*(I7+R0)+ Sp = 181.4 > Ed = S9 = 103.1

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 + 13 = 761.0 > Ed = M9 = 268

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 405.3 > Ed = 167.2

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) K_0 = 0.367

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**124.6**	0.0	43.2	**61.7**	71.8	64.6	117.8	17.8	90°, 1.0	6.19	14.51	3.14	4.77	**362.8**	**91.5**
2	**89.0**	0.0	0.0	**82.2**	56.0	50.7	125.0	44.5	90°, 1.0	6.53	17.34	5.40	9.93	**327.1**	**144.9**
3	**44.8**	0.0	0.0	**46.7**	46.4	41.3	125.0	39.3	-	6.02	17.34	5.40	7.92	**264.4**	**98.5**
4	**-10.9**	0.0	0.0	**7.9**	30.0	25.0	30.4	30.4	90°, 1.0	5.38	9.11	5.40	7.92	**-47.2**	**50.3**
12	**22.0**	19.3	15.1	**17.7**	49.6	42.8	114.9	14.9	90°, 1.0	3.49	6.28	3.14	4.02	**105.0**	**54.9**
14	**71.1**	23.6	28.5	**37.8**	61.0	52.3	116.4	16.4	90°, 1.0	4.98	11.37	3.14	4.02	**229.7**	**63.5**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

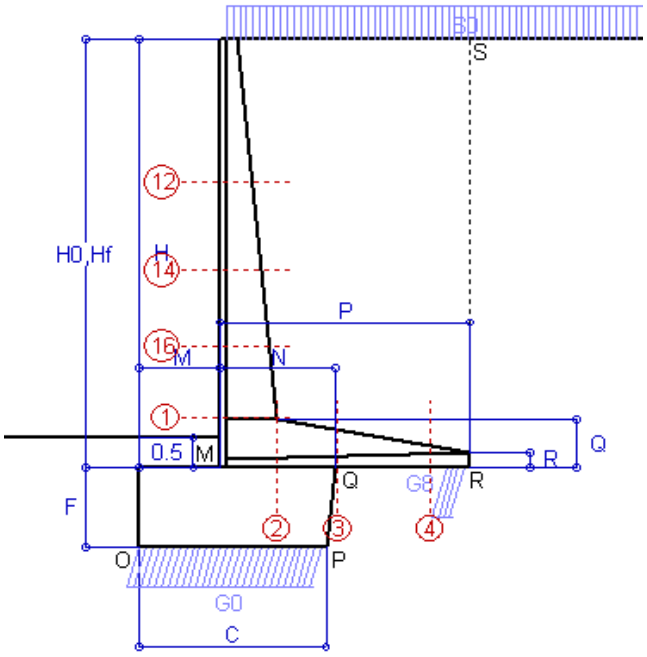
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	7.00 m	**Prefabbricato tipo u70NM**	H_0 =	7.00	m
C =	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	7.00	m
F =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0	kN/m2
M =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra	φ =	30°	
N =	1.85 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0	kN/m3
P =	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0	kN/m3
Q =	0.79 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.58	

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	K_1 =	0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza		H =	7.00 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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	201.7	732.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	70.0	336.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	72.3	172.9
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	756.6	2 546.8
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	7.0	3.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	129.9	199.8
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO e STR)	278.7	1 071.9	958.9	2 919.6

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 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 = 126.4 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.37 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 832.5 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.278 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **16.2°**

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**553.9**	0.0	121.5	**158.2**	89.8	81.9	119.2	19.2	90°, 1.6	9.58	26.61	4.52	5.31	**849.1**	**185.5**
2	**412.0**	0.0	0.0	**297.3**	79.0	73.5	125.0	48.9	90°, 1.5	10.33	30.25	6.09	12.28	**824.0**	**341.2**
3	**251.9**	0.0	0.0	**144.8**	62.4	56.9	125.0	41.5	90°, 1.3	9.29	30.25	6.09	10.21	**631.0**	**163.0**
4	**-21.6**	0.0	0.0	**13.2**	36.2	30.9	29.9	29.9	90°, 1.0	5.81	18.85	6.09	10.21	**-66.2**	**59.4**
12	**60.0**	19.9	29.8	**37.1**	51.0	44.2	114.7	14.7	90°, 1.0	3.97	7.60	4.52	4.02	**132.0**	**52.9**
14	**197.1**	33.2	58.2	**73.1**	65.4	56.7	116.3	16.3	90°, 1.3	6.06	15.21	4.52	4.02	**334.3**	**81.6**
16	**407.8**	43.8	89.0	**113.8**	77.8	69.5	117.8	17.8	90°, 1.4	8.16	22.81	4.52	5.03	**612.5**	**134.6**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

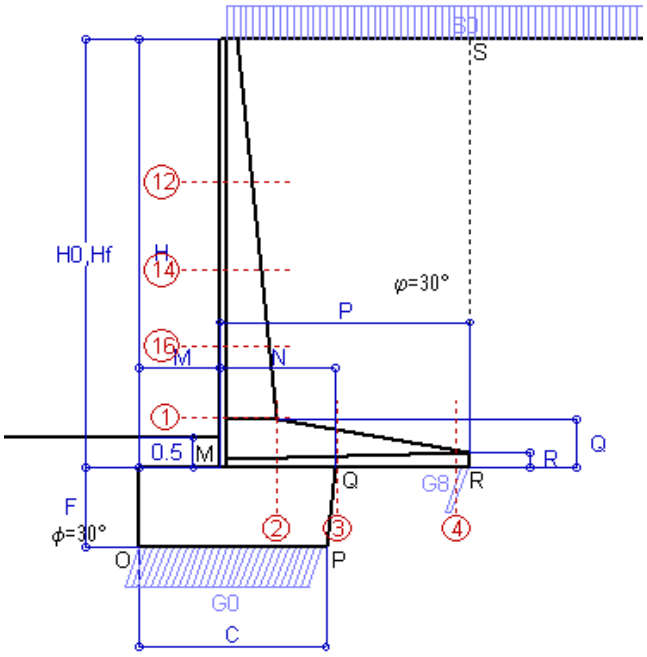
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	7.00 m	**Prefabbricato tipo u70NM**	H_0 =	7.00 m
C =	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	7.00 m
F =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0 kN/m2
M =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ /1.25) =		**24.79°**
N =	1.85 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.79 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.464

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza		H =	7.00 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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.0	190.5	692.0	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	74.5	357.4	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.0	0.0	55.6	133.0
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.3	0.0	0.0	593.7	1 997.7
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	6.9	2.9	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.0	0.0	99.9	153.7
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO)	271.8	1 052.3	749.3	2 284.4
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	303.0	1 176.7	798.7	2 474.0

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 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 = 33.1 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.12 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 716.2 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.239 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **19.9°**

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9 * R0 = 370.6 > Ed = S9 = 303

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 = 2474 > Ed = M9 = 1176.7

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 1414.3 > Ed = 792.7

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**550.8**	0.0	96.9	**156.6**	89.8	81.9	119.2	19.2	90°, 1.5	9.47	26.61	4.52	5.31	**843.0**	**175.0**
2	**478.7**	0.0	0.0	**278.4**	79.0	73.5	125.0	48.9	90°, 1.3	10.33	30.25	6.09	12.28	**824.0**	**320.3**
3	**346.5**	0.0	0.0	**141.5**	62.4	56.9	125.0	41.5	90°, 1.1	9.29	30.25	6.09	10.21	**631.0**	**156.9**
4	**-1.9**	0.0	0.0	**1.6**	28.8	23.5	26.7	26.7	90°, 1.0	5.59	18.85	6.09	10.21	**-48.5**	**53.0**
12	**61.2**	19.9	24.0	**37.7**	51.0	44.2	114.7	14.7	90°, 1.0	3.94	7.60	4.52	4.02	**131.4**	**52.9**
14	**198.5**	33.2	46.7	**73.3**	65.4	56.7	116.3	16.3	90°, 1.3	6.01	15.21	4.52	4.02	**332.5**	**81.9**
16	**401.5**	40.6	71.2	**113.2**	77.8	69.5	117.8	17.8	90°, 1.3	8.08	22.81	4.52	5.03	**608.9**	**125.5**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

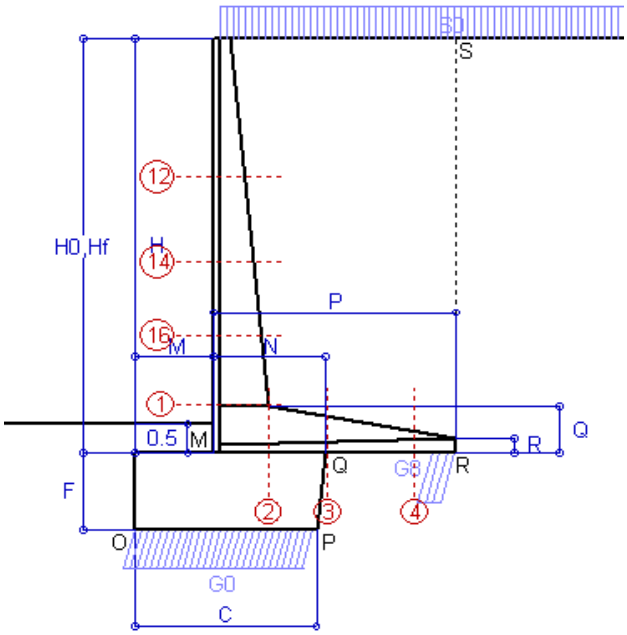
Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	7.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u70NM**	H_0 =	7.00 m
C =	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	7.00 m
F =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	20.0 kN/m2
N =	1.85 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.79 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 7.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	155.17	563.77	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	46.67	224.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	55.64	133.04
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	569.71	1 918.49
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.35	2.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.94	153.68
Totali	S_9 = 207.18	M_9= 790.09	P_9 = 725.29	M_8= 2 205.21

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.791

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.030

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 101.02 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.38 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 624.27 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.208 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.9°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	377.7	91.1	166.5	119.2	89.8	81.9	26.61	4.52	185	7.00	41	**0.149**
2	297.0	0.0	273.3	125.0	79.0	73.5	30.25	6.09	142	5.12	42	**0.107**
3	177.7	0.0	164.8	125.0	62.4	56.9	30.25	6.09	111	4.59	42	**0.092**
4	-18.7	0.0	0.0	30.2	36.8	31.5	18.85	6.09	107	5.03	42	**0.000**
12	32.0	22.0	34.3	114.7	51.0	44.2	7.60	4.52	101	2.76	38	**0.053**
14	106.9	43.3	73.5	116.3	65.4	56.7	15.21	4.52	133	4.39	38	**0.097**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

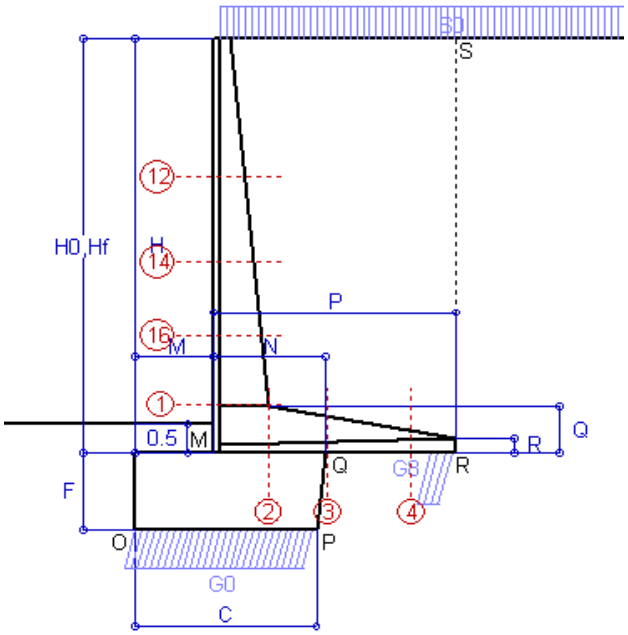
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	7.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u70NM**	H_0 =	7.00 m
C =	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	7.00 m
F =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	15.0 kN/m2
N =	1.85 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.79 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 7.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	155.17	563.77	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	35.00	168.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	55.64	133.04
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	549.71	1 852.49
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.35	2.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.94	153.68
Totali	S_9 = 195.52	M_9= 734.09	P_9 = 705.29	M_8= 2 139.21

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.914

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.092

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 107.22 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.40 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 598.07 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.199 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.5°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	345.1	87.2	155.9	119.2	89.8	81.9	26.61	4.52	169	6.43	41	**0.135**
2	264.5	0.0	249.7	125.0	79.0	73.5	30.25	6.09	127	4.56	42	**0.085**
3	151.9	0.0	148.7	125.0	62.4	56.9	30.25	6.09	95	3.92	42	**0.072**
4	-22.5	0.0	0.0	30.7	37.9	32.6	18.85	6.09	124	5.67	42	**0.000**
12	27.3	20.5	30.2	114.7	51.0	44.2	7.60	4.52	87	2.38	38	**0.000**
14	94.5	40.9	66.9	116.3	65.4	56.7	15.21	4.52	118	3.91	38	**0.081**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

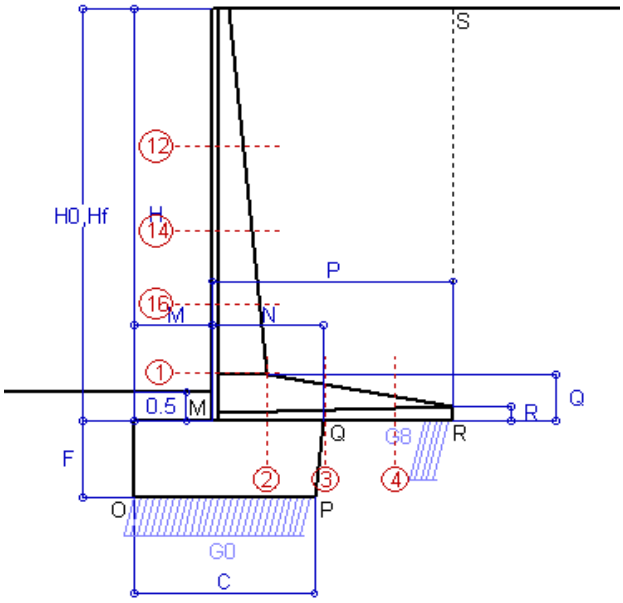
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	7.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u70NM**	H_0 =	7.00 m
C =	3.00 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	7.00 m
F =	1.30 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	0.0 kN/m2
N =	1.85 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.00 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.79 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 7.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine) λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	155.17	563.77	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea)x 1	0.00	0.00	55.64	133.04
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	489.71	1 654.49
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	5.35	2.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	99.94	153.68
Totali	S_9 = 160.52	M_9= 566.09	P_9 = 645.29	M_8= 1 941.21

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 3.429

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . = 2.332

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 125.66 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.47 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 519.63 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio. . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.173 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 14.0°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulomb) λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		T E N S I O N I		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	247.3	75.6	123.9	119.2	89.8	81.9	26.61	4.52	121	4.73	41	**0.090**
2	168.0	0.0	179.0	125.0	79.0	73.5	30.25	6.09	80	2.90	42	**0.000**
3	75.7	0.0	100.6	125.0	62.4	56.9	30.25	6.09	47	1.96	42	**0.000**
4	-37.6	0.0	0.0	32.4	41.7	36.4	18.85	6.09	185	7.70	42	**0.000**
12	13.1	16.1	18.0	114.7	51.0	44.2	7.60	4.52	42	1.24	38	**0.000**
14	57.3	33.7	47.2	116.3	65.4	56.7	15.21	4.52	72	2.47	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

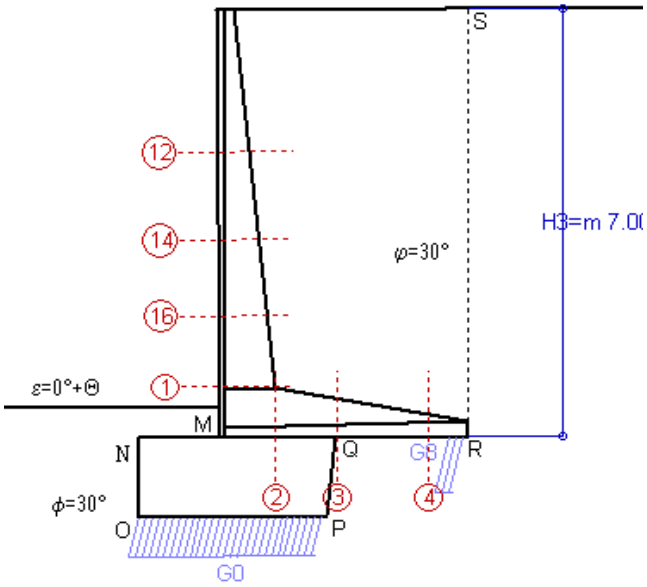
Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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

Dati

H_m =	7.00 m	**Acceleraz orizz. al suolo**	a_g/g = **0.019**
C =	3.00 m	**Prefabbricato tipo u70NM**	H_0 = 7.00 m
F =	1.30 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 7.00 m
M =	1.30 m	Sovraccarico sul rilevato (0%)	S_0 = 0.0 kN/m2
N =	1.85 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ /1.25) =	**24.79°**
P =	4.00 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 = 0.464
Q =	0.79 m	Accelerazione massima locale	a_{max}/g = 0.030
		Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	β_m = 0.18
		Pendenza del rilevato a tergo del murc	I_8 = 0.5%
		Scarpa della facciata del pannello	I_6 = -0.5%
		Pendenza dell'appoggio della fondaz.	I_7 = -0.5%



Angolo di rotazione sismica Θ = 0.31°
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.005
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.003

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra	(Mononobe e Okabe)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza		H_3 =	7.00 m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale		O_3 =	0.31°
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 =	2.44

(*Dati:* ϕ = 24.79° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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

COMPONENTI	RIBALTANTI Forze	RIBALTANTI Momenti	STABILIZZANTI Forze	STABILIZZANTI Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1.0	190.5	697.5	1.0	5.5
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.3	0.9	55.6	132.1
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.0	2.6	13.0	489.7	1 648.1
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	7.0	3.0	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.5	0.4	99.9	153.5
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	*-37.5**	*-22.5**	*0.0**	*0.0**
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI	200.9	714.8	646.3	1 939.2

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 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 = 83.7 kN
Carico sul terreno di fondazione: G0 = 562.6 kN

Larghezza dell'impronta d'appoggio . . Q_8 = 0.31 m
Larghezza dell'impronta d'appoggio. . . C_8 = 3.00 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.188 MPa**

OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **14.2°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9*(I7+R0)+ Sp = 333.9 > Ed = S9 = 200.9

Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 + 22.5 = 1961.7 > Ed = M9 = 714.8

Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 1079.2 > Ed = 458.7

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) K_0 = 0.367

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**346.1**	0.0	76.8	**117.7**	89.8	81.9	119.2	19.2	90°, 1.1	9.38	26.61	4.52	5.31	**838.0**	**135.4**
2	**281.6**	0.0	0.0	**179.7**	79.0	73.5	125.0	48.9	90°, 1.0	10.33	30.25	6.09	12.28	**824.0**	**256.5**
3	**159.7**	0.0	0.0	**95.1**	62.4	56.9	125.0	41.5	90°, 1.0	9.29	30.25	6.09	10.21	**631.0**	**151.6**
4	**-17.6**	0.0	0.0	**10.7**	36.4	31.1	30.0	30.0	90°, 1.0	5.81	18.85	6.09	10.21	**-66.7**	**77.8**
12	**25.7**	19.9	16.2	**19.6**	51.0	44.2	114.7	14.7	90°, 1.0	3.90	7.60	4.52	4.02	**130.5**	**56.4**
14	**100.3**	25.5	34.2	**47.2**	65.4	56.7	116.3	16.3	-	5.95	15.21	4.52	4.02	**330.5**	**69.4**
16	**228.8**	31.3	54.6	**80.4**	77.8	69.5	117.8	17.8	90°, 1.0	8.00	22.81	4.52	5.03	**605.6**	**102.0**

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

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

Nelle sezioni 1 e 2 a1=0 perché ctg(alfa)=ctg(teta)=1; nelle sezioni 3 e 4 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

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

Prefabbricato tipo u70NM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

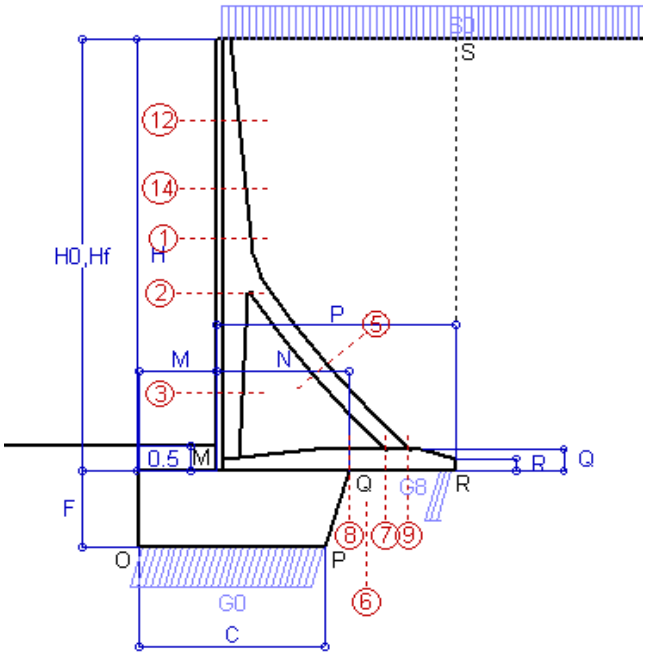
	Natura di terreno di fondazione				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30°	Φ = rad	0.5236
c	Coesione drenata	kN/m^2	0		
γ	Peso specifico	kN/m^3	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	ε = rad	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione	m	1.30		
D	Affondamento = E + F	m	1.80		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	**832.5**	**716.2**	**562.6**
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.21°	19.94°	14.19°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	242.0	259.8	142.3
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	3.00	3.00	3.00
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0054
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0054
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma\ D\ N_q]\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q$	kN/m^2	381.77	176.64	237.86
N_q	$\tan^2(45° + \Phi / 2)\ e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_q	$1 + B / L \tan\Phi$		1.02	1.01	1.01
d_q	$1 + 2 \tan\Phi\ (1 - \sin\Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.17	1.19	1.19
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot \Phi)]^m$		0.51	0.41	0.56
Coesione	$[c\ N_c]\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c$	kN/m^2	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
s_c	$s_c = 1 + B/L\ N_q / N_c$		1.02	1.02	1.02
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.18	1.21	1.21
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.35	0.52
Superficie	$[½\ \gamma\ B\ N_\gamma]\ s_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma$	kN/m^2	227.44	77.97	123.09
N_γ	$2\ (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_γ	$1 - 0.4\ B/L$		0.99	0.99	0.99
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot\Phi)]^{(m+1)}$		0.36	0.26	0.42
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.97	1.97	1.97
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.609	0.255	0.361
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	**Capacità portante, tenuto conto di γ_R**	**kN**	**1827.6**	**763.8**	**1082.8**
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	832.5	716.2	562.6

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



Dati

H_m =	9.00 m	**Prefabbricato tipo u90TM**	H_0 =	9.00 m
C =	3.80 m	Altezza della terra contro il pannello	H =	9.00 m
F =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato	S_0 =	20.0 kN/m2
M =	1.60 m	Angolo d'attrito della terra	φ =	30°
N =	2.70 m	Peso specifico della terra	P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .	Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 =	0.58

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) K_1 = 0.333

agente su una sezione ideale R-S di altezza H = 9.00 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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.3	333.5	1 533.9	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.5	90.0	549.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.3	0.0	0.0	115.9	356.2
Peso terra e sovraccarico x 1.3÷1.5	0.0	0.0	1 148.2	4 736.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.3	10.6	5.6	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.3	0.0	0.0	210.6	427.0
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO e STR)	434.0	2 088.5	1 474.7	5 519.4

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 = 147.6 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.33 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 1327.1 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 3.73 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.355 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **16.4°**

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} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**240.5**	30.8	67.7	**84.7**	69.3	62.3	121.2	20.8	90°, 1.1	6.45	16.46	4.84	5.03	**399.3**	**98.4**
2	**136.3**	-13.0	466.1	**-130.8**	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.74	8.23	8.64	10.77	**264.1**	**-198.3**
3	**-56.6**	0.0	527.9	**0.0**	47.9	42.8	22.5	22.5	-	19.46	5.09	8.64	4.59	**-255.4**	**96.9**
5	**-35.0**	0.0	-487.6	**53.6**	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.72	10.30	12.25	6.01	**-56.0**	**59.0**
6	**-79.7**	0.0	313.5	**0.0**	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.19	8.04	5.34	5.71	**-143.8**	**236.1**
7	**-34.3**	-18.0	313.5	**-133.5**	45.0	39.9	125.0	125.0	-	5.17	12.60	5.34	5.71	**-143.8**	**-236.1**
8	**-61.8**	0.0	313.5	**0.0**	45.0	39.9	125.0	125.0	90°, 1.0	5.19	8.04	5.34	16.82	**-143.8**	**236.3**
9	**77.8**	0.0	0.0	**3.5**	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.08	12.60	2.26	6.28	**188.2**	**194.8**
12	**27.9**	16.7	19.2	**23.4**	44.0	37.1	119.2	15.5	90°, 1.0	3.14	5.09	4.84	4.02	**76.0**	**45.7**
14	**115.6**	23.1	44.0	**54.4**	58.5	51.4	124.0	18.5	-	4.77	10.78	4.84	4.02	**216.5**	**64.9**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

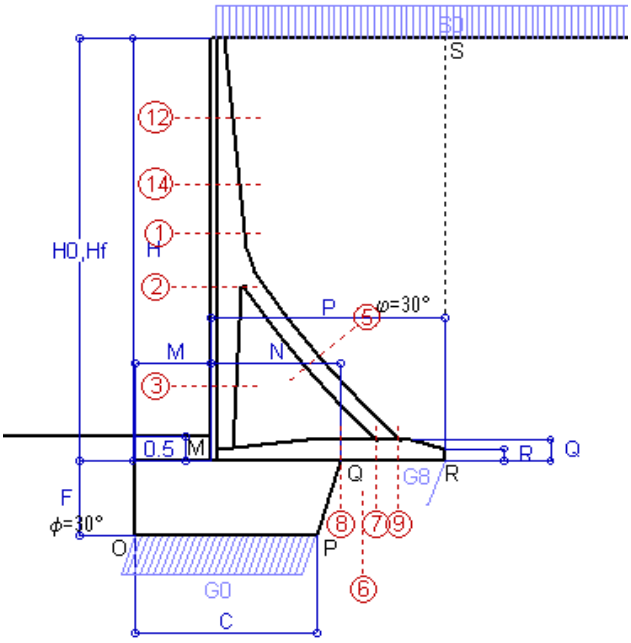
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	9.00 m	**Prefabbricato tipo u90TM**		H_0 =	9.00 m
C =	3.80 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	9.00 m
F =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	20.0 kN/m2
M =	1.60 m	Angolo d'attrito della terra	= atn(tan φ /1.25) =		**24.79°**
N =	2.70 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.464

Calcolo delle azioni sulla struttura

Coefficiente di spinta attiva della terra	(Rankine Culman)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R-S di altezza		H =	9.00 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	RIBALTANTI		STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1.0	314.8	1 448.2	0.0	0.0
Spinta del sovraccar. su R-S x 1.3	95.7	584.0	0.0	0.0
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.0	0.0	89.1	274.0
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.3	0.0	0.0	897.6	3 701.2
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	10.8	5.4	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.0	0.0	162.0	328.5
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI (GEO)	421.3	2 037.6	1 148.7	4 303.7
TOTALI (EQU) con i coeff di tab. 3	468.6	2 272.8	1 220.2	4 641.4

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 = 21.0 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . Q_8 = 0.06 m

Carico sul terreno sotto la fonda: G0 = 1127.7 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 3.80 m

TENSIONE unitaria sul terreno sotto la fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.297 MPa**

OBLIQUITA' del carico sul terreno sotto la fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **20.1°**

Scorrimento (EQU) sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9 * R0 = 566.2 > Ed = S9 = 468.6

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 = 4641 > Ed = M9 = 2272.8

Ribaltamento (EQU) rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 2626.7 > Ed = 1542

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} baricen-trico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**242.0**	30.8	54.3	**84.7**	69.3	62.3	121.2	20.8	90°, 1.1	6.39	16.46	4.84	5.03	**396.9**	**98.7**
2	**138.7**	-13.0	452.0	**-128.1**	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.68	8.23	8.64	10.77	**261.7**	**-198.7**
3	**-54.1**	0.0	504.1	**0.0**	47.9	42.8	22.5	22.5	-	18.77	5.09	8.64	4.59	**-251.3**	**95.2**
5	**-27.5**	0.0	-484.8	**42.0**	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	4.75	10.30	12.25	6.01	**-56.3**	**59.0**
6	**60.3**	0.0	311.6	**0.0**	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.71	8.04	5.34	5.71	**182.3**	**236.3**
7	**75.7**	-18.0	311.6	**-72.9**	45.0	40.0	125.0	125.0	-	6.53	12.60	5.34	5.71	**246.4**	**-236.3**
8	**86.7**	0.0	311.6	**18.9**	45.0	40.0	125.0	125.0	90°, 1.0	5.71	8.04	5.34	16.82	**182.3**	**236.9**
9	**120.9**	0.0	0.0	**101.3**	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.08	12.60	2.26	6.28	**188.2**	**194.8**
12	**28.6**	16.7	15.5	**24.1**	44.0	37.1	119.2	15.5	90°, 1.0	3.12	5.09	4.84	4.02	**75.7**	**45.6**
14	**117.1**	23.1	35.4	**54.9**	58.5	51.4	124.0	18.5	-	4.72	10.78	4.84	4.02	**215.3**	**64.4**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

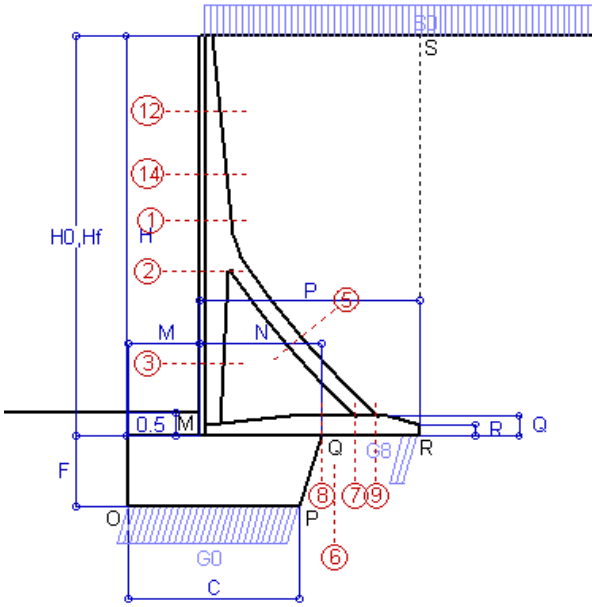
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	9.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u90TM**	H_0 =	9.00 m
C =	3.80 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	9.00 m
F =	1.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	20.0 kN/m2
N =	2.70 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.90 m	Peso specifico del calcestruzzo		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333

agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 9.00 m

Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	256.50	1 179.90	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	60.00	366.00	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	89.14	274.02
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	868.15	3 582.14
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.12	4.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	162.00	328.47
Totali	S_9 = 324.62	M_9= 1 550.22	P_9 = 1 119.29	M_8= 4 184.63

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.699

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici). . . . . = 2.000

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 128.61 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.38 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 990.68 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . C_8 = 3.80 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff. . . . . σ_t = 0.261 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 16.2°

Verifica della fessurazione (1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086(Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/09

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulom λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI (1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI (1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale (2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	145.4	50.5	85.7	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	142	4.54	38	**0.099**
2	9.2	352.1	-102.6	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	60	4.52	38	**0.000**
3	-105.3	400.8	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-5	5.32	38	**0.000**
5	39.4	-360.7	38.9	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	230	0.00	38	**0.130**
6	-139.0	231.9	0.0	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	202	7.36	42	**0.000**
7	-109.6	231.9	-115.0	125.0	45.0	39.9	12.60	5.34	69	3.96	40	**0.000**
8	-129.8	231.9	0.0	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	159	6.35	40	**0.000**
9	48.2	0.0	0.0	125.0	45.0	40.0	12.60	2.26	101	3.18	40	**0.000**
12	14.1	14.1	20.7	119.2	44.0	37.1	5.09	4.84	79	1.93	38	**0.000**
14	63.8	32.7	52.9	124.0	58.5	51.4	10.78	4.84	123	3.49	38	**0.079**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

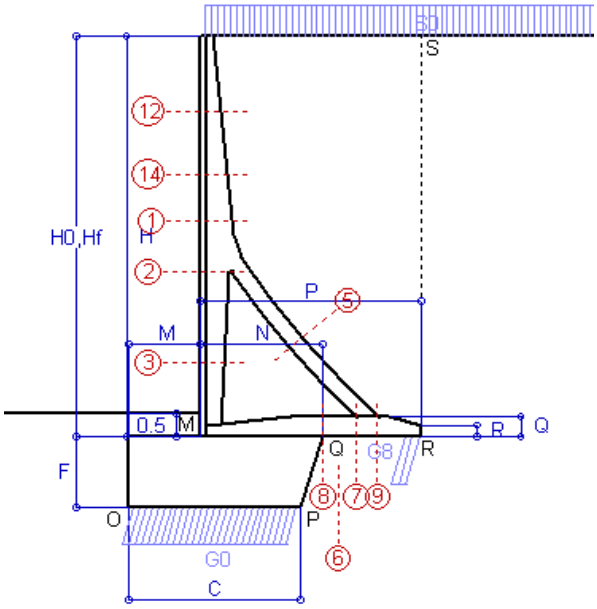
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



Dati

H_m =	9.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u90TM**	H_0 =	9.00 m
C =	3.80 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	9.00 m
F =	1.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	15.0 kN/m2
N =	2.70 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.90 m	Peso specifico del calcestruzzo . .		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 9.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine λ_3 = 0.333

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

	COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
	Forze	Momenti	Forze	Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R-S x 1	256.50	1 179.90	0.00	0.00
Spinta del sovraccar. su R-S x 1	45.00	274.50	0.00	0.00
Peso struttura (parete+platea) x 1	0.00	0.00	89.14	274.02
Peso terra e sovraccarico x 1	0.00	0.00	843.65	3 482.91
Spinta della terra sulla fondaz. x 1	8.12	4.32	0.00	0.00
Peso della fondazione x 1	0.00	0.00	162.00	328.47
Totali	S_9 = 309.62	M_9= 1 458.72	P_9 = 1 094.79	M_8= 4 085.40

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 2.801

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici). . . . . = 2.051

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 125.33 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.37 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 969.47 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . C_8 = 3.70 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff. . . . . σ_t = 0.262 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 15.8°

Verifica della fessurazione(1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086(Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/09

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulom λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI(1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI(1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale(2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	129.9	47.9	78.5	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	126	4.07	38	**0.083**
2	0.8	330.8	-96.8	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	41	3.82	38	**0.000**
3	-105.3	377.2	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	-4	5.48	38	**0.000**
5	36.1	-337.3	37.6	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	217	0.00	38	**0.127**
6	-124.1	216.8	0.0	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	161	6.23	42	**0.000**
7	-101.3	216.8	-100.1	125.0	45.0	39.9	12.60	5.34	59	3.56	40	**0.000**
8	-111.2	216.8	0.0	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	102	4.78	40	**0.000**
9	47.4	0.0	0.0	125.0	45.0	40.0	12.60	2.26	99	3.13	40	**0.000**
12	11.7	13.1	17.8	119.2	44.0	37.1	5.09	4.84	66	1.63	38	**0.000**
14	55.6	30.7	47.6	124.0	58.5	51.4	10.78	4.84	107	3.07	38	**0.058**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

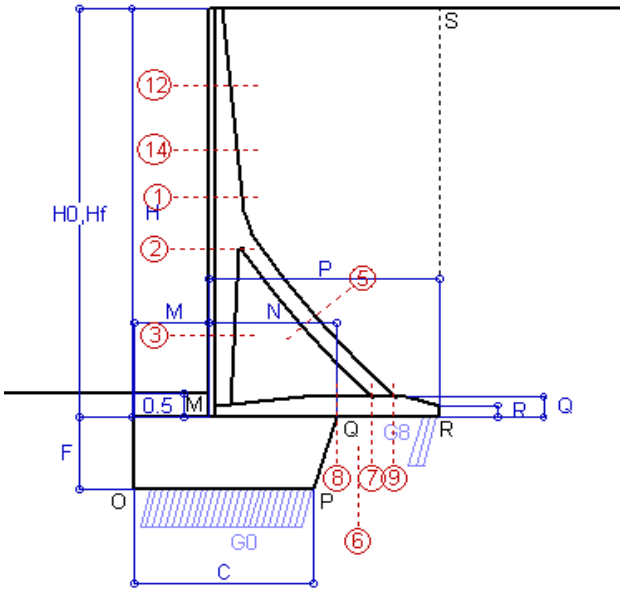
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta

con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5

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



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 =	9.00 m	**Prefabbricato tipo**	**u90TM**	H_0 =	9.00 m
C =	3.80 m	Altezza della terra contro il pannello		H =	9.00 m
F =	1.60 m	Angolo d'attrito della terra		φ =	30°
M =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato		S_0 =	0.0 kN/m2
N =	2.70 m	Peso specifico della terra		P_0 =	19.0 kN/m3
P =	4.90 m	Peso specifico del calcestruzzo		Q_0 =	25.0 kN/m3
Q =	0.45 m	Coefficiente d'attrito della fondazione		R_0 =	0.58

Verifica statica

Coefficiente di spinta attiva della terra (Rankine Culman) λ_1 = 0.333
agente su una sezione ideale R-S di altezza H_3 = 9.00 m
Coeff. di spinta attiva sulla fondazione P-Q (Rankine λ_3 = 0.333

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

COMPONENTI RIBALTANTI		COMPONENTI STABILIZZANTI	
Forze	Momenti	Forze	Momenti
KN	KN m	KN	KN m
256.50	1 179.90	0.00	0.00
0.00	0.00	89.14	274.02
0.00	0.00	770.15	3 185.24
8.12	4.32	0.00	0.00
0.00	0.00	162.00	328.47
S_9 = 264.62	M_9= 1 184.22	P_9 = 1 021.29	M_8= 3 787.73

GRADO di stabilità al ribaltamento $\eta_{rib} = M_8 / M_9$ . . . . . = 3.198

GRADO di stabilità allo scorrimento η_{scorr} = (attriti e forze resistenti) / (spinte e forze motrici) . . . . . = 2.239

Carico sul terreno sotto la platea: G8 = 128.49 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . Q_8 = 0.38 m

Carico sul terreno della fondazione: G0 = 892.80 kN — Larghezza dell'impronta d'appoggio . . C_8 = 3.47 m

TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = 0.258 MPa

OBLIQUITA' del carico rispetto al terreno di fondazione . . . . . β = 14.5°

Verifica della fessurazione (1)

Il manufatto è prodotto in serie dichiarata a sensi art. 9 della legge 5/11/1971 n. 1086 (Attestato di Qualificazione del Consiglio Sup. LL.PP. N° 25/09

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Coulom λ_0 = 0.297

SEZIONE	SOLLECITAZIONI (1)			Larghezza	ALTEZZE		AREA dei FERRI (1)		TENSIONI		FESSURAZIONE	
	Momento flettente	Sforzo normale (2)	Taglio	di compar-tecipazione	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	83.2	40.0	56.8	121.2	69.3	62.3	16.46	4.84	80	2.66	38	**0.000**
2	-24.4	267.0	-79.3	112.0	62.7	57.8	8.23	8.64	2	1.91	38	**0.000**
3	-106.0	306.3	0.0	22.5	47.9	42.8	5.09	8.64	2	6.28	38	**0.000**
5	26.5	-267.2	33.5	0.0	34.0	21.9	10.30	12.25	180	0.00	38	**0.118**
6	-105.6	171.7	0.0	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	162	5.73	42	**0.000**
7	-92.9	171.7	-72.0	125.0	45.0	39.9	12.60	5.34	103	4.30	40	**0.000**
8	-85.2	171.7	10.3	125.0	45.0	39.9	8.04	5.34	68	3.45	40	**0.000**
9	36.3	0.0	0.0	125.0	45.0	40.0	12.60	2.26	76	2.39	40	**0.000**
12	4.5	9.9	9.1	119.2	44.0	37.1	5.09	4.84	26	0.72	38	**0.000**
14	30.8	24.8	31.4	124.0	58.5	51.4	10.78	4.84	60	1.80	38	**0.000**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.

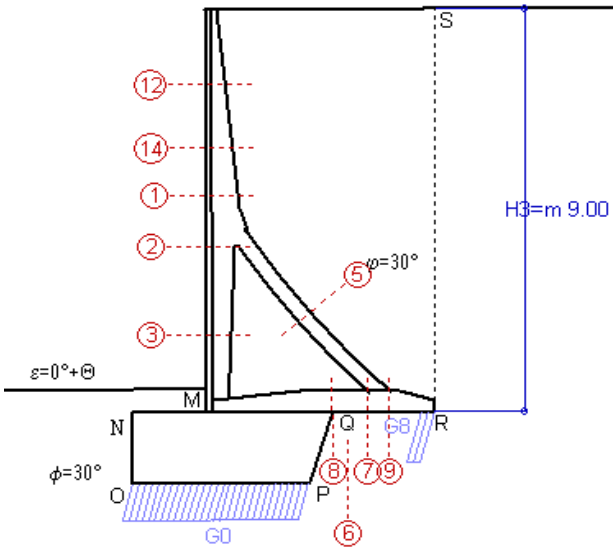
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione

03/12/2010

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Dati

H_m =	9.00 m	**Acceleraz orizz. al suolo**	**a_g/g = 0.019**
C =	3.80 m	**Prefabbricato tipo u90TM**	H_0 = 9.00 m
F =	1.60 m	Altezza della terra contro il pannello	H = 9.00 m
M =	1.60 m	Sovraccarico sul rilevato (0%)	S_0 = 0.0 kN/m2
N =	2.70 m	Angolo d'attrito della terra = atn(tanφ /1.25)	= **24.79°**
P =	4.90 m	Coefficiente d'attrito della fondazione	R_0 = 0.464
Q =	0.45 m	Accelerazione massima locale	a_{max}/g = 0.030
		Coeff. riduz. acceleraz. max attesa	β_m = 0.18
		Pendenza del rilevato a tergo del murc	I_8 = 0.5%
		Scarpa della facciata del pannello	I_6 = -0.5%
		Pendenza dell'appoggio della fondaz.	I_7 = -0.5%



Angolo di rotazione sismica Θ = 0.31°
Coefficiente sismico orizzontale Kh = 0.005
Coefficiente sismico verticale Kv = 0.003

Calcolo delle azioni sul terreno

Coeff. di spinta attiva della terra	(Mononobe e Okabe)	K_1 =	0.409
agente su una sezione ideale R'-S' di altezza		H_3 =	9.00 m
Angolo fra la spinta su R'-S' e l'orizzontale		O_3 =	0.31°
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 =	2.44

(*Dati:* φ = 24.79° ε = 0.0° ψ = 90° δ = 0°)

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

COMPONENTI	RIBALTANTI Forze	RIBALTANTI Momenti	STABILIZZANTI Forze	STABILIZZANTI Momenti
	KN	KN m	KN	KN m
Spinta della terra su sez. R'-S' x 1.0	314.8	1 459.4	1.7	11.1
Peso struttura (parete+platea) x 1.0	0.5	1.7	89.1	272.3
Peso terra e sovraccarico x 1.0÷1.0	4.2	26.2	770.2	3 172.5
Spinta della terra sulla fondaz. x 1.0	11.0	5.7	0.0	0.0
Peso della fondazione x 1.0	0.9	0.7	162.0	328.2
Spinta passiva sulla fondaz. Sp x 0.5	*-51.0**	*-35.7**	*0.0**	*0.0**
*(*non sommato)*	S_9 =	M_9=	P_9 =	M_8=
TOTALI	331.4	1 493.7	1 023.0	3 784.0

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 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 = 95.0 kN
Carico sul terreno di fondazione: G0 = 928.0 kN
Larghezza dell'impronta d'appoggio . . Q_8 = 0.28 m
Larghezza dell'impronta d'appoggio . . . C_8 = 3.80 m
TENSIONE unitaria sul terreno di fondazione secondo Meyerhoff . . . . . σ_t = **0.244 MPa**
OBLIQUITA' del carico sulla fondazione rispetto alla verticale . . . . . β = **15.3°**

Scorrimento sul piano di posa: verificato essendo Rd = P9*(I7+R0)+ Sp = 520.2 > Ed = S9 = 331.4
Ribaltamento rispetto al punto O: verificato essendo Rd = M8 + 35.7 = 3819.7 > Ed = M9 = 1493.7
Ribaltamento rispetto al punto M: verificato essendo Rd = 2085.7 > Ed = 973.4

Verifica delle sezioni allo s.l.u.

Le sollecitazioni sono calcolate in base a un coefficiente di spinta sulla parete del pannello (formula di Mononobe e Okabe) K_0 = 0.367

Sezione	Sollecitazioni esterne (1)				Descrizione delle sezioni						Aree dei ferri (1)			Sollecitazioni resistenti (1)	
	M_{Ed} baricentrico	a_1 décalage	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	cm	kN	kN	cm	cm	cm	cm		cm	cm2	cm2	cm2/m	kN.m	kN
1	**131.8**	28.0	40.5	**56.7**	69.3	62.3	121.2	20.8	90°, 1.0	6.33	16.46	4.84	5.03	**394.4**	**94.7**
2	**56.3**	-13.0	327.5	**-105.8**	62.7	57.8	112.0	22.5	90°, 1.0	6.13	8.23	8.64	10.77	**240.2**	**-202.7**
3	**-75.9**	0.0	369.5	**4.6**	47.9	42.8	22.5	22.5	-	14.84	5.09	8.64	4.59	**-225.6**	**85.9**
5	**-22.7**	0.0	-344.9	**34.8**	34.0	27.9	18.5	18.5	90°, 1.0	5.84	10.30	12.25	6.01	**-72.6**	**59.0**
6	**-57.9**	0.0	221.7	**0.0**	45.0	39.9	125.0	125.0	-	4.77	8.04	5.34	5.71	**-126.3**	**223.9**
7	**-24.1**	-18.0	221.7	**-97.0**	45.0	39.9	125.0	125.0	-	4.79	12.60	5.34	5.71	**-126.4**	**-223.9**
8	**-47.7**	0.0	221.7	**0.0**	45.0	39.9	125.0	125.0	90°, 1.0	4.77	8.04	5.34	16.82	**-126.3**	**236.3**
9	**54.9**	0.0	0.0	**6.4**	45.0	40.0	125.0	125.0	-	5.08	12.60	2.26	6.28	**188.2**	**194.8**
12	**10.2**	16.7	10.0	**10.6**	44.0	37.1	119.2	15.5	90°, 1.0	3.09	5.09	4.84	4.02	**75.1**	**48.7**
14	**57.1**	23.1	25.1	**32.8**	58.5	51.4	124.0	18.5	-	4.67	10.78	4.84	4.02	**213.8**	**63.7**

(1) Grandezze su un pannello largo 1.25 m.
(2) Negativo se lo sforzo è di trazione
Nelle sezioni 3, 5, 6, 8 e 9 a1=0 perché il momento flettente è già massimo

Compilato da Dott. Ing. M.Paschetta
con il programma Tensiter 'Muri 2008' vers.2.2.5
Norma: Italia: D.M. 14/1/08

Prefabbricato tipo u90TM

Dati geotecnici del terreno di fondazione:

	Natura di terreno di fondazione				
ϕ	Angolo d'attrito nominale	gradi	30°	Φ = rad	0.5236
c	Coesione drenata	kN/m^2	0		
γ	Peso specifico	kN/m^3	19.00		
Iv	Inclinazione del terreno a valle	%	0	ε = rad	0.0000

Dati geometrici della fondazione:

E	Spessore della terra sulla fondazione	m	0.50		
F	Spessore della fondazione	m	1.60		
D	Affondamento = E + F	m	2.10		
L	Lunghezza della fondazione	m	100.0		
I_7	Inclinazione del letto di posa	%	0.0%	α = rad	0.0000

Verifiche allo stato limite ultimo			A1+M1+R1	A2+M2+R2	Sisma
Carichi agenti sulla fondazione:					
N	Componente verticale (G0)	kN/m	**1327.1**	**1127.7**	**928.0**
β	Obliquità del carico rispetto alla verticale	gradi	16.40°	20.14°	15.32°
H	Componente orizzontale = G0 * tan(β)	kN/m	390.6	413.6	254.3
B	Larghezza di compartecipazione (C8)	m	3.73	3.80	3.80
Dati influenzati dal tipo di verifica:					
Φ	Angolo d'attrito assunto nel calcolo	rad	0.5236	0.4327	0.4327
ε	Inclinazione del terreno a valle	rad	0.0000	0.0000	0.0054
α	Inclinazione del letto di posa	rad	0.0000	0.0000	0.0054
Termini della formula di Brinck-Hansen					
Profondità	$[\gamma\ D\ N_q]\ s_q\ d_q\ i_q\ b_q\ g_q$	kN/m^2	439.65	202.38	260.54
N_q	$\tan^2(45° + \Phi / 2)\ e^{\pi \tan \Phi}$		18.40	10.43	10.43
g_q	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_q	$1 + B / L \tan\Phi$		1.02	1.02	1.02
d_q	$1 + 2 \tan\Phi\ (1 - \sin\Phi)^2 / \max[B/D; \tan(D/B)]$		1.16	1.17	1.17
b_q	$(1 - \alpha \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_q	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot \Phi)]^m$		0.50	0.41	0.53
Coesione	$[c\ N_c]\ s_c\ d_c\ i_c\ b_c\ g_c$	kN/m^2	0.00	0.00	0.00
N_c	$N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$		30.14	20.42	20.42
g_c	$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
s_c	$s_c = 1 + B/L\ N_q / N_c$		1.02	1.02	1.02
d_c	$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.17	1.19	1.19
b_c	$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \Phi)$		1.00	1.00	0.99
i_c	$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \Phi)$		0.48	0.34	0.48
Superficie	$[½\ \gamma\ B\ N_\gamma]\ s_\gamma\ i_\gamma\ b_\gamma\ g_\gamma$	kN/m^2	278.55	96.91	143.04
N_γ	$2\ (N_q + 1) \tan \Phi$		22.40	10.56	10.56
g_γ	$(1 - \tan \varepsilon)^2$		1.00	1.00	0.99
s_γ	$1 - 0.4\ B/L$		0.99	0.98	0.98
b_γ	$(1 - a \tan \Phi)^2$		1.00	1.00	1.00
i_γ	$[1 - H / (N + B\ L\ c \cot\Phi)]^{(m+1)}$		0.36	0.26	0.39
m	$(2 + B / L) / (1 + B / L)$		1.96	1.96	1.96
Verifica della capacità portante					
q_{LIM}	Carico unitario limite	Mpa	0.718	0.299	0.404
γ_R	Coeff. per le verifiche slu di fondazioni superf		1.0	1.0	1.0
C_d	**Capacità portante, tenuto conto di γ_R**	**kN**	**2681.4**	**1137.3**	**1533.6**
G_0	Carico effettivo dovuto alle forze esterne	kN	1327.1	1127.7	928.0