



**PROTEZIONE CIVILE**  
Presidenza del Consiglio dei Ministri  
Dipartimento della Protezione Civile

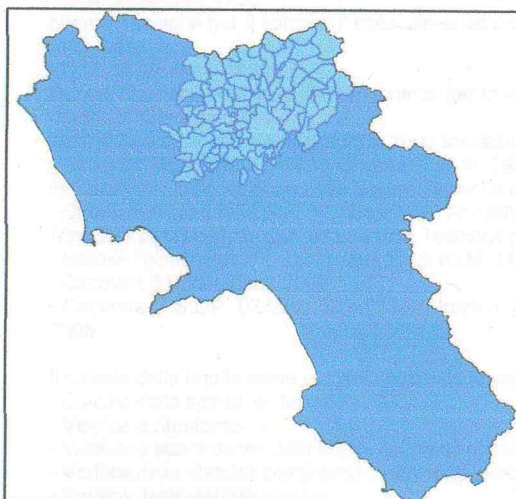


## Commissario Delegato

O.c.d.p.c. n. 298 del 17.11.2015 e n. 303 del 03.12.2015

*Interventi urgenti di cui all'articolo 1, comma 3 lett.c)  
dell'OCDPC n. 298/2015 finanziati ai sensi dell'art. 3 del  
ODCPC 298/2015 e 303/2015*

### **RIPRISTINO DELLA SEZIONE IDRAULICA E DELL'OFFICIOSITA' DELL'ASTA FLUVIALE DEL FIUME TAMMARO IN ZONA A.S.I. DEL COMUNE DI BENEVENTO 1° LOTTO**



Soggetto Attuatore del Commissario  
Delegato

**PROVINCIA di BENEVENTO**

**Codice intervento:**

00/U/118

**Progettista**

Ing. Gianpiero Marrone

Approvato con Deliberazione n. 32 del 5 FEB. 2017  
Adottata dal Presidente della Provincia di Benevento

Il Segretario Generale  
**Dr. Franco Nardone**

**PROGETTO ESECUTIVO**

Art. 23 D.lgs 18.04.2016 n. 50

**RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE - BRIGLIA**

**Responsabile Unico del Procedimento**  
Arch. Raffaele Rabuano

**COMUNE di  
BENEVENTO**

**TAV n. 2**

# RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE BRIGLIA

Progetto: Briglia

## Normative di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.  
Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.  
Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.  
Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.  
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996  
Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.  
Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)
- Circolare 617 del 02/02/2009
- Circolare C.S.L.P. 02/02/2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Il calcolo della briglia viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento della briglia sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia della briglia che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

## Calcolo della spinta sulla briglia

### Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali  $\gamma$ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

### Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta a monte della briglia che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento della briglia, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-briglia.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione

$$S = 1/2(1 \pm K_a) \gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

L'angolo  $\theta$  è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove  $k_h$  e  $k_v$  rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme  $Q$  l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$

Al carico  $Q$  corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a  $1/2H$ .

Nel caso di terreno dotato di coesione  $c$  l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità  $z$ , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine  $\gamma z K_a$ , si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione  $\sigma_a$  risulta negativa per valori di  $z$  minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza  $h_c$  è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad  $h_c$  non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

## Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della briglia sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla briglia risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

## Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta  $\varepsilon$  l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e  $\beta$  l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta  $S'$  considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove  $\theta = \arctg(k_h / (1 \pm k_v))$  essendo  $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale e  $k_v$  il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di  $k_h$ .

In presenza di falda a monte,  $\theta$  assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma / (\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

Detta  $S$  la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente  $A$  vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente  $A$  si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di  $\theta$ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente  $A$  viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove  $W$  è il peso del briglia, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

## Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso briglia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a  $\eta_g$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare  $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo della briglia o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità della briglia. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left( \frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine  $m$  è espresso da

$$m = \left( 1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i_{esima}$  rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i_{esima}$ ,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $\eta$ . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per  $\eta$  da inserire nell'espressione di  $m$  ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

## Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito  $\phi$  e la coesione  $c$ . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

$Q_T$	portanza totale del palo
$Q_P$	portanza di base del palo
$Q_L$	portanza per attrito laterale del palo
$W_P$	peso proprio del palo

e le due componenti  $Q_P$  e  $Q_L$  sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo  $Q_A$  applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta  $\eta_p$  ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale  $\eta_l$ .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p(cN'_c + qN'_q + 1/2B\gamma N'_\gamma)$$

dove  $A_p$  è l'area portante efficace della punta del palo,  $c$  è la coesione,  $q$  è la pressione geostatica alla quota della punta del palo,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno,  $D$  è il diametro del palo ed i coefficienti  $N'_c$ ,  $N'_q$ ,  $N'_\gamma$  sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro  $\eta$  che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule.

$K_0$  rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come:  $K_0 = 1 - \sin\phi$ .

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a ds$$

dove  $\tau_a$  è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove  $c_a$  è l'adesione palo-terreno,  $\delta$  è l'angolo di attrito palo-terreno,  $\gamma$  è il peso specifico del terreno,  $z$  è la generica quota a partire dalla testa del palo,  $L$  e  $P$  sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo,  $K_s$  è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica  $K$  espressa in Kg/cm<sup>2</sup>/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm<sup>2</sup>) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite,  $X_{max}$  oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo. Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broome e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidità.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati (la scelta del vincolo viene fatta dall'Utente nella tabella CARATTERISTICHE del sottomenu PALI) a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidità del palo  $K_e$ , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidità di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3x3) della palificata,  $K$ .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione ( $N$ ,  $T$ ,  $M$ ) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con  $p$  il vettore dei carichi e con  $u$  il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del

terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da  $Kh$ ) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno.

## Normativa

### N.T.C. 2008 - Approccio 1

#### Simbologia adottata

$\gamma_{Gsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Gfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
$\gamma_{Qsfav}$	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{Qfav}$	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_c$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
$\gamma_{cu}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
$\gamma_{qu}$	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
$\gamma_\gamma$	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,50	1,30	1,50	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

#### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{Gfav}$	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{Gsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_c$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00	1,00	1,00

#### FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica

	R1	Coefficienti parziali	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00		1,00	1,40
Scorrimento	1,00		1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00		1,00	1,40
Stabilità globale			1,10	

#### PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche dei pali

##### Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	$\gamma_b$	1,00	1,70	1,35
Laterale compressione	$\gamma_s$	1,00	1,45	1,15
Totale compressione	$\gamma_t$	1,00	1,60	1,30

Laterale trazione	$\gamma_{st}$	1,00	1,60	1,25
-------------------	---------------	------	------	------

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali  $\gamma_T$  per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
$\gamma_T$	1,00	1,60	1,30

Coefficienti di riduzione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1,70$	$\xi_4=1,70$
------------------------------	---	--------------	--------------

## Geometria briglia e fondazione

Descrizione	Briglia in c.a.
Altezza del paramento	1,00 [m]
Spessore in sommità	1,00 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,00 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza della briglia	50,00 [m]
Spessore rivestimento	0,20 [m]
Peso sp. rivestimento	2400,00 [kg/mc]

### Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0,50 [m]
Lunghezza totale fondazione	2,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,80 [m]
Spessore magrone	0,00 [m]

## Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.	
Numero di file di pali	2
Vincolo pali/fondazione	Incastro
Tipo di portanza	Portanza laterale e portanza di punta

### Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
nr.	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
alfa	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0,40	18	60,00	10,00	0,00	Sfalsati
2	1,60	19	60,00	10,00	0,00	Centrat

## Materiali utilizzati per la struttura

### Calcestruzzo

Peso specifico	2500,0 [kg/mc]
Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	305,9 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Acciaio	
Tipo	B450C
Tensione di snervamento $\sigma_{fa}$	4588,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]

### Calcestruzzo utilizzato per i pali

Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione $R_{ck}$	306 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico E	320665,55 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Acciaio utilizzato per i pali	
Tipo	B450C
Tensione ammissibile $\sigma_{fa}$	4588,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Tensione di snervamento $\sigma_{fa}$	4588,0 [kg/cm <sup>2</sup> ]



## Geometria profilo terreno a monte delle briglia

### Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla briglia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto  
X ascissa del punto espressa in [m]  
Y ordinata del punto espressa in [m]  
A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	30,00	0,00	0,00

## Terreno a valle della briglia

Inclinazione terreno a valle della briglia rispetto all'orizzontale	0,00	[°]
Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento	0,00	[m]

## Falda

Quota della falda a monte della briglia rispetto al piano di posa della fondazione	1,80	[m]
Quota della falda a valle della briglia rispetto al piano di posa della fondazione	0,80	[m]

## Descrizione terreni

### Simbologia adottata

Nr.	Descrizione terreno	Indice del terreno
$\gamma$		Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
$\gamma_s$		Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
$\phi$		Angolo d'attrito interno espresso in [°]
$\delta$		Angolo d'attrito terra-briglia espresso in [°]
c		Coesione espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]
$c_a$		Adesione terra-briglia espressa in [kg/cm <sup>2</sup> ]

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c	$c_a$
Gabbioni	1889	1962	30.00	20.00	0,000	0,000
Ghiaie poligeniche	1889	1962	28.53	19.02	0,190	0,000

### Parametri medi

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c	$c_a$
Gabbioni	1889	1962	30.00	20.00	0,000	0,000
Ghiaie poligeniche	1889	1962	28.53	19.02	0,190	0,000

### Parametri minimi

Descrizione	$\gamma$	$\gamma_s$	$\phi$	$\delta$	c	$c_a$
Gabbioni	1889	1962	30.00	20.00	0,000	0,000
Ghiaie poligeniche	1889	1962	28.53	19.02	0,190	0,000

## Stratigrafia

### Simbologia adottata

N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm <sup>2</sup> /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	0,50	0,00	0,00	0,00	Gabbioni
2	31,00	0,00	18,07	1,00	Ghiaie poligeniche

## Condizioni di carico

### Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali	positivi verso il basso.
Carichi orizzontali	positivi verso sinistra.
Momento positivo	senso antiorario.
X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
$F_x$	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kg]
$F_y$	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kg]
M	Momento espresso in [kgm]
$X_i$	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
$X_f$	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
$Q_i$	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kg/m]
$Q_f$	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kg/m]
D / C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato



Condizione n° 1 (Acqua a monte)

D Profilo  $X_i=0,00$   $X_r=30,00$   $Q_i=1000,00$   $Q_r=1000,00$

## Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)  
 $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Acqua a monte	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Acqua a monte	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Acqua a monte	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Acqua a monte	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
--	-----	----------	--------	-----------------

Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Rara (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 15 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 16 - Rara (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 17 - Rara (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 18 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 19 - Frequente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 20 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. positivo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 21 - Quasi Permanente (SLE) - Sisma Vert. negativo

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
Acqua a monte	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 - Caso HYD (SLU)

	S/F	$\gamma$	$\Psi$	$\gamma * \Psi$
Peso proprio briglia	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

## Impostazioni analisi pali

<u>Numero elementi palo</u>	37
<u>Tipo carico palo</u>	Concentrato
<u>Calcolo della portanza</u>	metodo di Berezantzev

Criterio di rottura del sistema terreno-palo

Pressione limite Brich-Hansen

Andamento pressione verticale

Geostatica

Andamento pressione verticale utilizzato anche nel calcolo della portanza laterale

## Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

**Impostazioni verifiche SLU**Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

**Impostazioni verifiche SLE**Condizioni ambientali  
Armatura ad aderenza migliorata

Ordinarie

Verifica fessurazione

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

 $w_1 = 0.20$  $w_2 = 0.30$  $w_3 = 0.40$ 

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$  -  $\sigma_f < 0.80 f_{yk}$ Quasi permanente  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ 

## Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C	Identificativo della combinazione
Tipo	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
CS <sub>sco</sub>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS <sub>rib</sub>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS <sub>qlim</sub>	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS <sub>stab</sub>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS <sub>sco</sub>	CS <sub>rib</sub>	CS <sub>qlim</sub>	CS <sub>stab</sub>
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
5	A2-M2 - [1]	--	--	--	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	9,41
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--

9	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
10	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,43
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,84
13	SLER - [1]	--	--	--	--	--
14	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
15	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
16	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
17	SLER - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
18	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
19	SLEF - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
20	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
21	SLEQ - [1]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
22	HYD - [0]	--	--	--	--	--

## Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :  
 Origine in testa al briglia (spigolo di monte)  
 Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte  
 Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto  
 Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle  
 Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di briglia

### Tipo di analisi

Calcolo della spinta  
 Calcolo della stabilità globale  
 Calcolo della spinta in condizioni di

metodo di Mononobe-Okabe  
 metodo di Bishop  
 Spinta a riposo

### Sisma

#### **Identificazione del sito**

Latitudine 41.146204  
 Longitudine 14.832792  
 Comune Benevento  
 Provincia Benevento  
 Regione Campania

Punti di interpolazione del reticolo 31877 - 31878 - 31656 - 31655

#### **Tipo di opera**

Tipo di costruzione Opera ordinaria  
 Vita nominale 50 anni  
 Classe d'uso II - Normali affollamenti e industrie non pericolose  
 Vita di riferimento 50 anni

#### **Combinazioni SLU**

Accelerazione al suolo  $a_g$  2.59 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.16  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 30.56$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 15.28$

#### **Combinazioni SLE**

Accelerazione al suolo  $a_g$  0.82 [m/s<sup>2</sup>]  
 Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S) 1.20  
 Coefficiente di amplificazione topografica (St) 1.00  
 Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ ) 1.00  
 Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale 0.50  
 Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)  $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S) = 10.09$   
 Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)  $k_v = 0.50 * k_h = 5.05$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0  
 Lunghezza della briglia 50,00 [m]

Peso briglia 6500,00 [kg]  
 Baricentro della briglia X=-0,50 Y=-1,05

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta

X = 0,50 Y = -1,80

Punto superiore superficie di spinta

X = 0,50 Y = 0,00

Altezza della superficie di spinta

1,80 [m]

Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)

0,00 [°]

Tutte le verifiche effettuate sulla briglia e sui pali di fondazione risultano soddisfatte.

## Elenco ferri briglia

Simbologia adottata

Destinazione	Destinazione ferro
$\phi$	Diametro ferro espresso in [mm]
n	Numero tondini
L	Lunghezza totale ferro espressa in [cm]
P	Peso singolo ferro espresso in [kg]
P <sub>g</sub>	Peso gruppo espresso in [kg]

Destinazione	$\phi$	n	L	P	P <sub>g</sub>
Fondazione	14,00	11	304,80	3,68	40,52
Fondazione	14,00	2	114,80	1,39	2,77
Fondazione	14,00	1	213,79	2,58	2,58
Fondazione	14,00	1	213,79	2,58	2,58
Fondazione	14,00	12	304,80	3,68	44,20
Paramento	14,00	10	199,00	2,40	24,05
Paramento	14,00	10	152,00	1,84	18,37
Paramento	14,00	20	199,00	2,40	48,09
Paramento	14,00	20	152,00	1,84	36,74
Fondazione	8,00	6	86,06	0,34	2,04
Paramento	8,00	6	106,05	0,42	2,51

## Computo dei ferri (per metro lineare di briglia)

Diametro (mm)	Lunghezza (m)	Peso (kg)
14	181.98	219.90
8	17.40	6.87

## Computo delle quantità (per metro lineare di briglia)

Calcestruzzo in elevazione	(mc)	1.00
Calcestruzzo in fondazione	(mc)	1.60
Calcestruzzo magro	(mc)	0.20
Acciaio per armature	(kg)	226.77
Casseformi	(mq)	2.00
Scavo di sbancamento	(mc)	0.00
Scavo a sezione obbligata	(mc)	1.60
Materiale drenante	(mc)	0.00

## Computo delle quantità dei pali di fondazione

N.pali	numero pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in cm
L	lunghezza dei pali della fila espressa in metri
V	volume del singolo palo espresso in mc
Q <sub>t</sub>	quantitativo di armatura in ogni palo della fila espresso in kg
L <sub>tot</sub>	lunghezza totale dei pali della fila espressa in metri
V <sub>tot</sub>	volume totale dei pali della fila espresso in mc
Q <sub>tot</sub>	quantitativo totale di armatura per la fila espresso in kg

Nr.	N.pali	D(cm)	L(m)	V(mc)	Q <sub>t</sub> (kg)	L <sub>tot</sub>	V <sub>tot</sub>	Q <sub>tot</sub>
1	18	60.0	10.00	2.83	488.04	180.00	50.89	8784.67
2	19	60.0	10.00	2.83	488.04	190.00	53.72	9272.70

Descrizione	U.M.	Quantità
Perforazioni	(ml)	370.00
Calcestruzzo	(mc)	104.62
Acciaio	(kg)	18057.37

## Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

### Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

#### Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del briglia sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del briglia che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.
- Calcolo della portanza assiale e trasversale dei pali. Progetto e verifica delle armature dei pali inseriti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

### Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	10.10
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Utente	Ing. Marrone Gianpiero
Licenza	AIU4025TR

### Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

### Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

### Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

Luogo e data

---

Il progettista  
( )

---