

Art.175 DPR 207/2010

**PI15060 – LAVORI URGENTI DI CONSOLIDAMENTO DEI  
DISSESTI DI VERSANTE PER IL RIPRISTINO DELLA  
STRADA COMUNALE VIA MERLARA IN COMUNE DI  
MONTIANO (FC)**

Importo complessivo € 150.000,00  
CUP E47B15000510002 - CIG 6511979F0E

**PROGETTO ESECUTIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

*Elaborato n.4*

PROGETTISTI:

Geol. Andrea Benini



Ing. Sara Vannoni



Ing. Sanzio Sammarini



P.A. Francesca Comandini



COLLABORATORI ALLA PROGETTAZIONE:

Geom. Nazzareno Bucciotti



Rag. Francesco Paolo Aprea

Rag. Stefano Casadei

IL RESPONSABILE DEL SERVIZIO E DEL PROCEDIMENTO

Ing. Mauro Vannoni

documento firmato digitalmente

## SOMMARIO

<b>1. PREMESSA E DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....</b>	<b>7</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA .....</b>	<b>8</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>9</b>
<b>6. DETERMINAZIONE DELL'INPUT SISMICO .....</b>	<b>10</b>
<b>7. CARICHI CONSIDERATI PER IL DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA .....</b>	<b>11</b>
7.1. AZIONI PERMANENTI.....	11
7.2. AZIONI VARIABILI .....	11
7.3. AZIONE SISMICA .....	11
<b>8. COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>12</b>
8.1. COMBINAZIONI STATICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU).....	12
8.2. COMBINAZIONI SISMICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA - SLV).....	14
<b>9. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PARATIA DI PALI .....</b>	<b>14</b>
9.1. ILLUSTRAZIONE DEL PROCEDIMENTO DI CALCOLO .....	14
9.2. ILLUSTRAZIONE DEL SOFTWARE UTILIZZATO PER L'ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA (PLAXIS) .....	20
9.3. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA.....	24
9.4. PRINCIPALI RISULTATI .....	29
4.9.1 <i>Pali</i> .....	29
4.9.2 <i>Tiranti</i> .....	30
4.9.3 <i>Trave correa</i> .....	30
4.9.4 <i>Muro in c.c.a.</i> .....	30
4.9.5 <i>Diagrammi delle principali sollecitazioni</i> .....	30

<b>10. PRINCIPALI VERIFICHE STRUTTURALI (STR)</b> .....	<b>33</b>
1.10.1 <i>Pali – Verifiche agli SLU</i> .....	33
1.10.2 <i>Tiranti – Verifiche agli SLU</i> .....	36
1.10.1 <i>Trave di correa –Verifiche agli SLU</i> .....	37
1.10.2 <i>Muro– Verifiche agli SLU</i> .....	39

## 1. PREMESSA E DESCRIZIONE SINTETICA DELL'INTERVENTO

Il presente documento viene redatto dallo scrivente Ing. Sara Vannoni su incarico del RUP, Ing. Mauro Vannoni, allo scopo di illustrare il progetto delle opere in c.c.a. di consolidamento del tratto di strada comunale denominata "Via Merlara" in Comune di Montiano, che è stata interessata da un movimento franoso della scarpata sottostante lungo due tratti, in seguito denominati "*dissesto 1*" e "*dissesto 2*" di lunghezza rispettivamente 50m e 35m circa.

Il sottoscritto ha acquisito la documentazione fatta produrre dal Dott. Geologo Andrea Benini relativa alla campagna geognostica effettuata con lo scopo di individuare le caratteristiche dimensionali del movimento franoso e le caratteristiche geotecniche dei terreni, caratteristiche necessarie per la progettazione di un'adeguata opera di consolidamento dei tratti di strada interessati dai dissesti. Tale campagna indagini ha consistito di:

- n. 4 prove penetrometriche statiche: CPT1, CPT2, CPT3, CPT4
- n. 1 prova penetrometrica con piezocono: CPTU1;
- n. 1 saggio meccanico con escavatore.

Il progetto delle opere strutturali è stato sviluppato sulla base della relazione geologica, contenente le risultanze della campagna indagini di cui sopra, e sulla base del rilievo plano-altimetrico effettuato dal Geom. Nazzareno Bucciotti.

Il sottoscritto ha effettuato una serie di sopralluoghi nel mese di novembre e dicembre 2015 durante i quali ha verificato assieme al Dott. Geol. Benini Andrea lo stato evolutivo del dissesto, valutato la posizione e lo sviluppo planimetrico delle opere di consolidamento, nonché la fattibilità delle stesse in relazione alle condizioni di accessibilità dei luoghi.

Alla data dell'ultimo sopralluogo effettuato il tratto di strada interessata dal dissesto 1 ha uno sviluppo lineare di circa 50m; il tratto interessato dal dissesto 2 ha uno sviluppo lineare di circa 36m. I dissesti appaiono di tipo superficiale con superficie di scorrimento attivate alla profondità massima di circa 2m lungo il dissesto 1 e 1,5m lungo il dissesto 2.

Non sono stati individuati elementi che facessero pensare a problemi di stabilità globale di versante; i dissesti sembrano imputabili alla spinta dell'acqua che, a seguito dell'occlusione della

cunetta stradale di monte, ha filtrato attraverso la massicciata stradale andando a determinare la crisi per taglio della superficie più critica del rilevato stradale (problema di stabilità locale).

L'opera di consolidamento progettata a presidio dei tratti di strada interessati dai dissesti è una paratia di pali trivellati di diametro  $D=60\text{cm}$  posti ad interasse di  $2.4\text{m}$ , di lunghezza pari a  $7\text{m}$ , collegati mediante trave di coronamento in c.c.a. di dimensioni  $1.0\text{m}\times 0.6\text{m}$  su cui sono realizzati tiranti del tipo permanente a 4 trefoli, lunghezza  $20\text{m}$  ed interasse  $4.8\text{m}$ . Lungo il dissesto 1 i pali sono in numero di 20; lungo il dissesto 2 sono in numero di 15. Sopra la trave di coronamento viene realizzato un muro in c.c.a. di spessore  $35\text{cm}$  ed altezza  $2\text{m}$ .

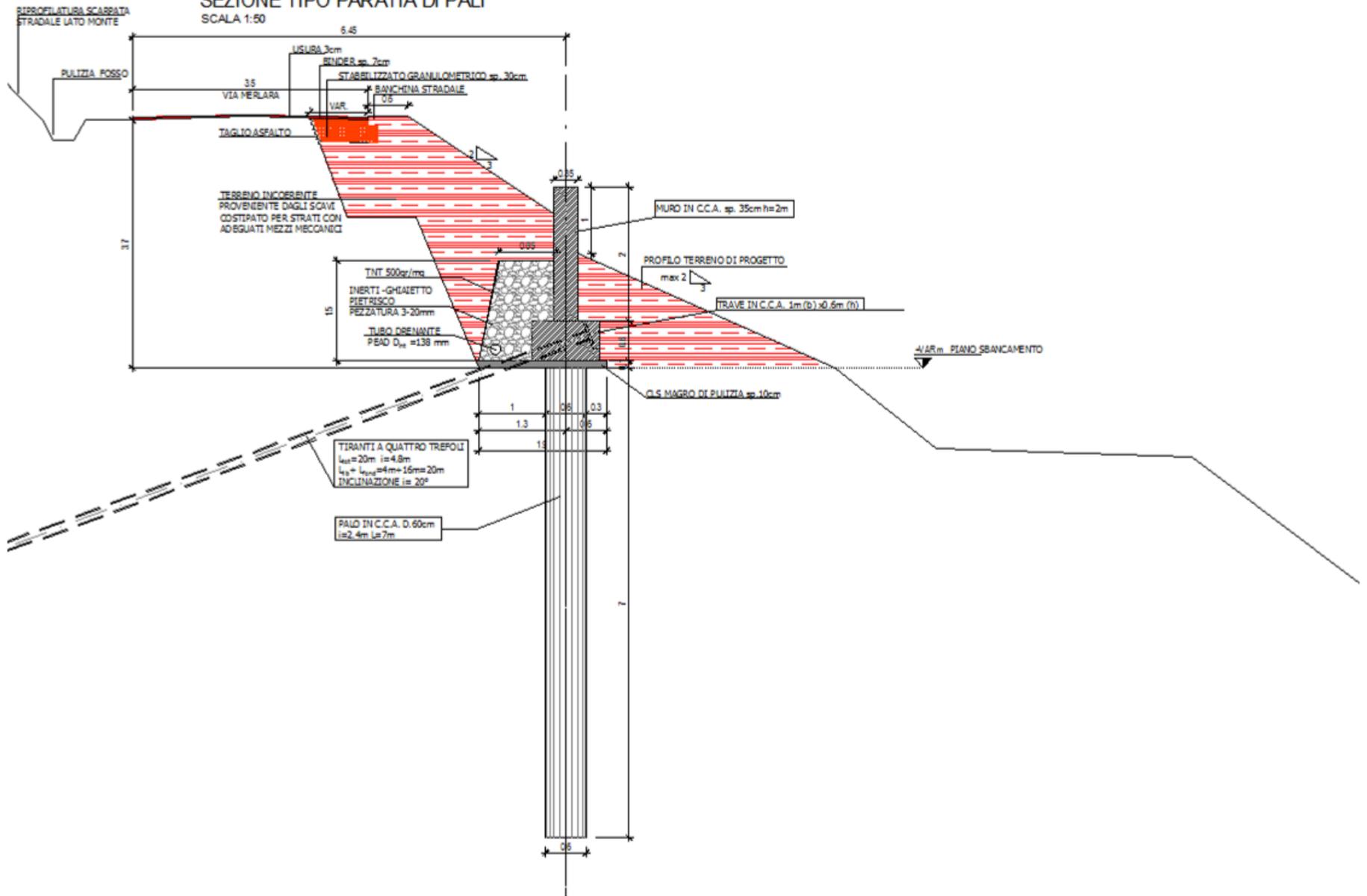
Lo strato più superficiale di terreno, che ha rilevato caratteristiche di resistenza al taglio scadenti, viene presidiato per un'altezza di  $2\text{m}$  dal muro in c.c.a.; la spinta dovuta al peso di tale materiale e al traffico stradale viene trasferito ai pali, collegati da una trave di adeguata rigidità e resistenza e trasferita agli strati più resistenti e rigidi di terreno (strati prevalenti di arenaria cementata). La presenza dei tiranti garantisce che i pali non siano eccessivamente impegnati a flessione; lo schema statico che è stato utilizzato in fase di dimensionamento delle strutture è quello di trave incastrata nel bedrock ed appoggiata all'estremità, in corrispondenza del tirante. .

La scelta della tipologia di opera ha tenuto conto dei vincoli economici (importo del finanziamento), delle incertezze geologiche e della necessità di eseguire i lavori di messa in sicurezza della scarpata nel minor tempo possibile (pronto intervento).

Per un inquadramento più generale dell'intervento si rimanda alla Relazione Tecnica (Elaborato 1).

Di seguito si riporta la sezione tipologica dell'intervento; per maggiori dettagli si rimanda alle tavole esecutive.

SEZIONE TIPO PARATIA DI PALI  
SCALA 1:50



## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per il dimensionamento e la verifica delle opere in progetto si è preso a riferimento la seguente normativa tecnica:

DM 14.01.2008, "Norme tecniche per le Costruzioni"

Circ. Min. II.TT. 02.02.2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14.01.2008"

Linee guida AGI 2005 "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica"

EN 1997 Eurocodice 7 "Geotechnical Design"

Part 1: General rules

Part 2: Standards for laboratory testing

Part 3: Standards for field testing.

UNI EN 1998-5:2005 "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

## 3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nella Tabella 3-1 si riportano le caratteristiche dei materiali impiegati per l'opera in progetto e i valori di calcolo adottati.

CONGLOMERATO CEMENTIZIO (secondo Norma UNI - EN - 206-1)		
Campo di impiego		Pali trivellati, trave e muro
Classe di resistenza		C25/30 (Rck=30MPa)
Classe di consistenza		S4
Classe di esposizione		XC2
Ø max aggregato (mm)		30
Resistenza cilindrica a compressione caratt.	$f_{ck} =$	30MPa
Modulo elastico istantaneo	$E_{cm} =$	33.000MPa
Modulo elastico di calcolo	$E_c =$	20.000MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,2
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1,5
Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85
Resistenza cilindrica a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	17MPa
BARRE IN ACCIAIO PER C.A. TIPO B450C (secondo DM 14-01-2008)		

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450MPa
Coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15
Tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	391MPa
Copriferro (mm)		40
Sovrapposizione barre		Min 50Ø

**Tabella 3-1: Tabella materiali – PALI, CORDOLO E MURO**

<b>Armatura per tiranti in acciaio armonico</b>		
Tensione caratteristica	$F_{ptk} =$	1860 MPa
Tensione al'1% di allungamento	$F_{p(1)k} =$	1670 MPa

**Tabella 3-2: Tabella materiali – TIRANTI IN TREFOLI**

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle risultanze della campagna geognostica effettuata e delle indicazioni contenute nella Relazione Geologica, a cui si rimanda per aspetti di dettaglio, è stata adottata la seguente sezione stratigrafica di calcolo:

UNITÀ 1: coltre	da p.c. a -3.0m
UNITÀ 2: substrato	da -3.0m a [-]
UNITA' 3: terreno incoerente per tombamento scavi	da p.c. a -2.60m

I valori caratteristici dei parametri geotecnici adottati nei calcoli sono riportati nella seguente tabella:

	UNITÀ 1 Coltre	UNITÀ 2 Substrato	UNITÀ 3 Terreno per rimpimento scavi
$\gamma_{nat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	20	20
$\phi'$	24	33°	30°
$c'$ [kPa]	5	20	5
$E$ [kPa]	10 000	75 000	15 000

**Tabella 4-1: Parametri geotecnici di calcolo**

E' stata considerata una falda idrostatica a p.c.

## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per la caratterizzazione del suolo a fini sismici si è fatto riferimento alla procedura semplificata prevista dalle norme tecniche approvate con DM 14/01/2008 al paragrafo 3.2.2; tale procedura si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento contraddistinte dalla velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità.

$$V_{s_H} = \frac{H}{\sum_{j=1,N} \frac{h_j}{V_j}}$$

dove  $V_{s_H}$  e' la velocita' sismica delle onde trasversali ponderata sulla profondita' H  
 $h_j$  e' lo spessore dell'orizzonte iesimo nella profondita' H di riferimento  
 $V_j$  e' la velocita' delle onde S dell'orizzonte iesimo di spessore h

Le indagini tomografiche effettuate hanno consentito di stimare tale velocità e quindi assegnare la **categoria di sottosuolo B**:

$$360\text{m/sec} < V_{s30} < 800\text{m/sec}$$

In aggiunta alla categoria di sottosuolo per la caratterizzazione sismica del sottosuolo è necessario definire la categoria topografica:

**categoria topografica T2**:  $St=1.2$

## 6. DETERMINAZIONE DELL'INPUT SISMICO

Le azioni sismiche di progetto ai sensi del D.M. 14.01.2008, in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “*pericolosità sismica di base*” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa “*ag*” in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC-DM 14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Per tenere conto della “*risposta sismica locale*” (legata alle condizioni geo-morfologiche del sito) si è fatto all’approccio semplificato illustrato al paragrafo 3.2.2 del DM 14/01/2008, che si basa sull’individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (che tengono conto degli effetti stratigrafici) e di categorie topografiche (che tengono conto della morfologia).

In particolare, dalle indagini geognostiche è risultata la seguente categoria di sottosuolo:

- categoria di sottosuolo: B

Ed è stata assunta, cautelativamente, la seguente categoria topografica:

- categoria topografica: T2 ( $S_T=1.2$ )

Avendo adottato i seguenti parametri di riferimento per le strutture:

- Vita nominale:  $V_N = 50$  anni,
- Classe d’uso: II (coefficiente d’uso  $C_U = 1$ ).
- Probabilità di superamento in  $V_R$  [ $C_U \cdot V_N$ ]:  $P_{VR}=10\%$  (SLV)

si ottengono i seguenti parametri di  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T^*_C$  ed  $S$  necessari per la determinazione dell’input sismico:

- $a_g = 0.194g$
- $F_o = 2.373$

- $T^*_c = 0.317$
- $S = 1.44$

Ai fini delle verifiche di stabilità pseudo-statiche si utilizzeranno i seguenti coefficienti sismici orizzontali e verticali:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.24 \cdot \frac{1.44 * 0.194g}{g} = 0.24 \frac{0.28g}{g} = \mathbf{0.07}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.5 \cdot 0.07 = \mathbf{\pm 0.034}$$

essendo:

- $a_{max} = S^* a_g$
- $\beta = 0.24$  (tabella 7.11.I DM 14/01/2008)

## 7. CARICHI CONSIDERATI PER IL DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

### 7.1. AZIONI PERMANENTI

Come azioni permanenti sono stati considerati i pesi propri degli strati di terreno implementati nei modelli di calcolo descritti nel seguito. Il calcolo dei pesi propri è stato svolto in via automatica dai programmi di calcolo utilizzati.

### 7.2. AZIONI VARIABILI

In condizioni statiche è stato considerato un **sovraccarico stradale caratteristico pari a 20 kPa**. Tale valore, per le elaborazioni allo SLU, è stato amplificato nel modello del rapporto  $1.5/1.3 = 1.154$ , e quindi applicato con valore di 23.1 kPa. Questo perché secondo la Tabella 8-1 il coefficiente amplificativo per i carichi variabili ( $\gamma_Q$ ) è 1.5, mentre per i permanenti ( $\gamma_G$ ) è 1.3, di conseguenza amplificando poi a posteriori le sollecitazioni di 1.3 è necessario amplificare il valore caratteristico dell'azione variabile del rapporto  $1.5/1.3 = 1.154$ .

In condizioni sismiche non sono state considerate azioni variabili.

### 7.3. AZIONE SISMICA

L'analisi sismica è stata condotta con il metodo pseudo-statico previsto dalla norma.

In particolare tale metodo è stato impiegato:

- nelle analisi di stabilità condotte al fine di determinare l'azione stabilizzante aggiuntiva che la paratia di pali deve garantire per ottenere il coefficiente di sicurezza minimo richiesto dal DM 14/01/2008;
- nel calcolo sismico dell'opera.

Come precedentemente definiti si utilizzeranno, per le verifiche di stabilità pseudo-statiche, i seguenti coefficienti sismici orizzontali e verticali:

$$k_h = 0.07$$

$$k_v = \pm 0.035$$

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Conformemente al D.M. 14/01/2008 sono state considerate le seguenti combinazioni di calcolo delle azioni.

### 8.1. COMBINAZIONI STATICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Con riferimento al § 2.5.3 del D.M.14/01/2008, il valore di progetto delle azioni e dell'effetto delle azioni si ottiene dalla seguente combinazione fondamentale delle azioni:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

$G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali

$Q_{k1}$  rappresenta il valore caratteristico della azione variabile fondamentale

$Q_{ki}, i > 1$  rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile.

Il valore dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili,  $\psi_{0j}$ , sono da determinarsi in accordo alla Tab.2.5.I del D.M. 14/01/2008.

Nel caso in esame l'unica azione variabile considerata è stata il sovraccarico stradale assunto pari a  $Q_{k1}=20\text{kPa}$ .

Il valore dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  da utilizzarsi sono determinati con riferimento a quanto prescritto al § 6.5.3.1.2 del D.M.14/01/2008.

Le verifiche agli stati limite ultimi finalizzate al dimensionamento strutturale dell'opera sono state effettuate considerando la seguente combinazione di coefficienti:

combinazione "STR": "A1"+"M1"+"R1".

I coefficienti parziali  $\gamma_A$  relativi alle azioni sono indicati nella seguente Tabella.

**Tabella 8-1: Coefficienti parziali sulle azioni**

	Permanenti ( $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}$ )		Variabili ( $\gamma_Q$ )	
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli
A1	1.3 <sup>(1)</sup>	1.0	1.5	0.0
	1.5 <sup>(2)</sup>	0.0		
A2	1.0 <sup>(1)</sup>	1.0	1.3	0.0
	1.3 <sup>(2)</sup>	0.0		

(1) permanenti

(2) permanente non strutturale non compiutamente definito.

I coefficienti parziali  $\gamma_M$  da applicare al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno sono indicati nella seguente Tabella.

**Tabella 8-2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coeff $\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$c'_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

I coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi alle resistenze del sistema (R1) sono unitari.

Come previsto dalla circolare C.S.LL.PP. N617/2009 al paragrafo C6.5.3.1.2 l'analisi di interazione terreno-struttura per le verifiche strutturali (STR) è stata sviluppata con i parametri caratteristici dei pesi propri delle unità stratigrafiche ( $\gamma_G = 1$ ).

Le sollecitazioni impiegate per le verifiche strutturali allo stato limite ultimo statico (SLU) sono state ottenute moltiplicando per il coefficiente  $\gamma_G = 1.3$  le sollecitazioni fornite dal programma impiegato per l'analisi (PLAXIS).

## 8.2. COMBINAZIONI SISMICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA - SLV)

Le azioni sismiche vengono sommate alle sollecitazioni derivate dalle combinazioni di carico statiche, ponendo unitari i coefficienti moltiplicativi delle azioni.

In particolare, la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, viene definito da:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove:

$G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali;

$E$  rappresenta l'azione sismica di progetto;

$Q_{k,i}>1$  rappresenta il valore caratteristico della  $i$ -esima azione variabile;

$\psi_{2j}$  rappresenta il fattore di combinazione del carico

Nel caso in esame le azioni variabili non sono state prese in considerazione, in quanto in condizioni sismiche i sovraccarichi variabili stradali non sono previsti dalla normativa.

## 9. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI SULLA PARATIA DI PALI

### 9.1. ILLUSTRAZIONE DEL PROCEDIMENTO DI CALCOLO

Assunte le caratteristiche di resistenza a taglio dei terreni e la stratigrafia di cui al paragrafo 4 è stato utilizzato il modulo SLOPE di Paratie Plus v.2014 (Harpaceas) per determinare sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) il deficit di resistenza al taglio lungo tutte le potenziali superfici di scorrimento (superfici con  $FS < 1$ ).

Calcolato il massimo valore di deficit di resistenza al taglio sia in condizioni statiche (SLU) che in condizioni sismiche (SLV) la paratia di pali è stata dimensionata affinché fosse rispettato il valore minimo del coefficiente di sicurezza richiesto dal DM14/01/2008.

Relativamente alla scelta del valore minimo del coefficiente di sicurezza rispetto al quale dimensionare l'opera, allo stato limite ultimo, si premettono le seguenti valutazioni:

- In condizione statica e sismica è opportuno considerare un fattore di sicurezza che tenga conto dell'incertezza relativa alla stima dei parametri dei materiali; questo è stato assunto pari a 1,25 in analogia al coefficiente M2 prescritto dalle Norme per il parametro  $\tan\phi'$ ;
- In condizione statica e sismica è opportuno considerare un fattore di sicurezza globale sulla resistenza del sistema; questo è stato assunto pari a 1,1 in analogia al coefficiente R2 prescritto dalle Norme per le opere in materiali sciolti e fronti di scavo;
- In condizione statica viene considerato il sovraccarico stradale pari a 23.1 kPa.

Conseguentemente al fine di determinare lo sforzo di taglio da affidare all'opera in corrispondenza della superficie di scorrimento critica si è scelto di condurre le analisi all'equilibrio limite in modo che fosse garantito:

- in fase statica e sismica un fattore di sicurezza minimo pari a  **$FS = 1.1 \cdot 1.25 = 1.375$**

Nella seguente tabella sono sintetizzati i risultati ottenuti per la combinazione allo SLU e le combinazioni allo SLV per la superficie di scorrimento su cui è risultato massimo il deficit di resistenza al taglio, per semplicità indicata come superficie critica.

Si ritiene opportuno chiarire che in questo caso con il nome di superficie critica non si indica la superficie cui corrisponde il minimo valore del FS bensì la superficie cui corrisponde il massimo deficit di resistenza al taglio; le due superfici non coincidono poiché superfici con coefficienti di sicurezza minori ma molto superficiali hanno un deficit di resistenza al taglio inferiore rispetto a superfici più profonde ma con coefficienti di sicurezza maggiori (pur sempre inferiori di 1 – condizione di instabilità).

METODO DI CALCOLO JANBU

	statica con sovraccarico SLU	Sismica(+kv) SLV (+kv)	sismica (-kv) SLV (-kv)
	$\tau_{mob}$ (Kpa)	$\tau_{mob}$ (Kpa)	$\tau_{mob}$ (Kpa)
Concio 1	2.27	0.07	0.06
Concio 2	1.39	0.37	0.34
Concio 3	0.94	0.07	0.06
Concio 4	7.80	2.89	2.59
Concio 5	9.90	3.76	3.37
Concio 6	2.84	5.16	4.64
Concio 7	2.61	7.21	6.52
Concio 8	8.47	7.40	6.72
Concio 9	5.75	9.99	9.16
Concio 10	11.33	3.15	2.90
Concio 11	3.39	8.63	8.00
Concio 12	6.20	1.40	1.30
Concio 13	4.31	4.07	3.77
Concio 14	6.40	12.66	11.64
Concio 15	10.98	0.03	0.03
Concio 16	0.03	4.06	3.73
Concio 17	2.03	18.77	17.15
Concio 18	18.77	16.04	14.54
Concio 19	15.85	12.98	11.63
Concio 20	12.65	9.57	8.40
Concio 21	9.11	0.76	0.66
Concio 22	1.39	6.19	5.34
Concio 23	4.82	5.19	4.48
Concio 24	4.41	3.05	2.64
Concio 25	2.27	0.62	0.53
Concio 26	0.22	0.02	0.02
$T_{res}(kN/m)=$	156.12	144.08	130.22
$FS_{calcolato}$	0.71	0.61	0.59
$T_{mob}(kN/m)=$	219.9	234.7	220.3
$FS_{NTC}$	1.375	1.375	1.375
$T_{res}^* (kN/m)$	302.3	322.7	303.0
$\Delta T (kN/m)$	<b>146.2</b>	<b>178.6</b>	<b>172.8</b>

Il taglio resistente lungo la superficie di scivolamento ( $T_{res}$ ) è ottenuto come somma dei tagli resistenti di ciascun concio di terreno al di sopra della stessa e viene fornito dal programma per le verifiche di stabilità.

Il taglio mobilitato lungo la superficie di scivolamento ( $T_{mob}$ ) si ottiene dal rapporto tra il taglio resistente ( $T_{res}$ ) ed il corrispondente coefficiente di sicurezza (FS):

$$T_{mob} = \frac{T_{res}}{FS_{calcolato}}$$

Il taglio resistente necessario ( $T_{res}^*$ ) perché la verifica di stabilità sia soddisfatta con coefficiente di sicurezza minimo pari a quello richiesto dal DM 14/01/2008 ( $Fs_{NTC}=1.375$ ) è calcolato come segue:

$$T_{res}^* = FS_{NTC} * T_{mob}$$

La differenza tra  $T_{res}^*$  e  $T_{res}$  fornisce **il deficit di taglio con cui dimensionare l'opera di consolidamento ( $\Delta T$ )**:

$$\Delta T = T_{res}^* - T_{res}$$

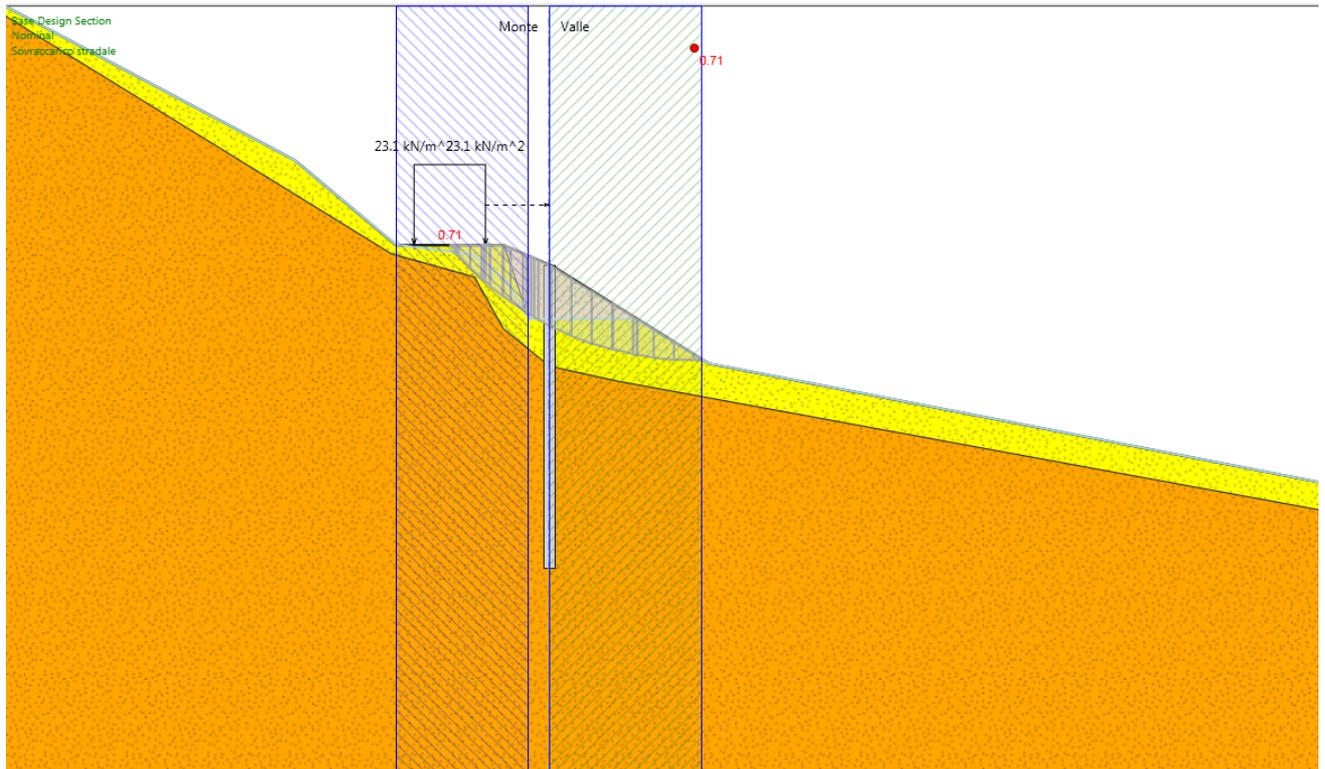
I di deficit di resistenza al taglio nelle differenti condizioni limite valgono:

SLU:  $\Delta T_{max} = 146.2 \text{ kN/m}$

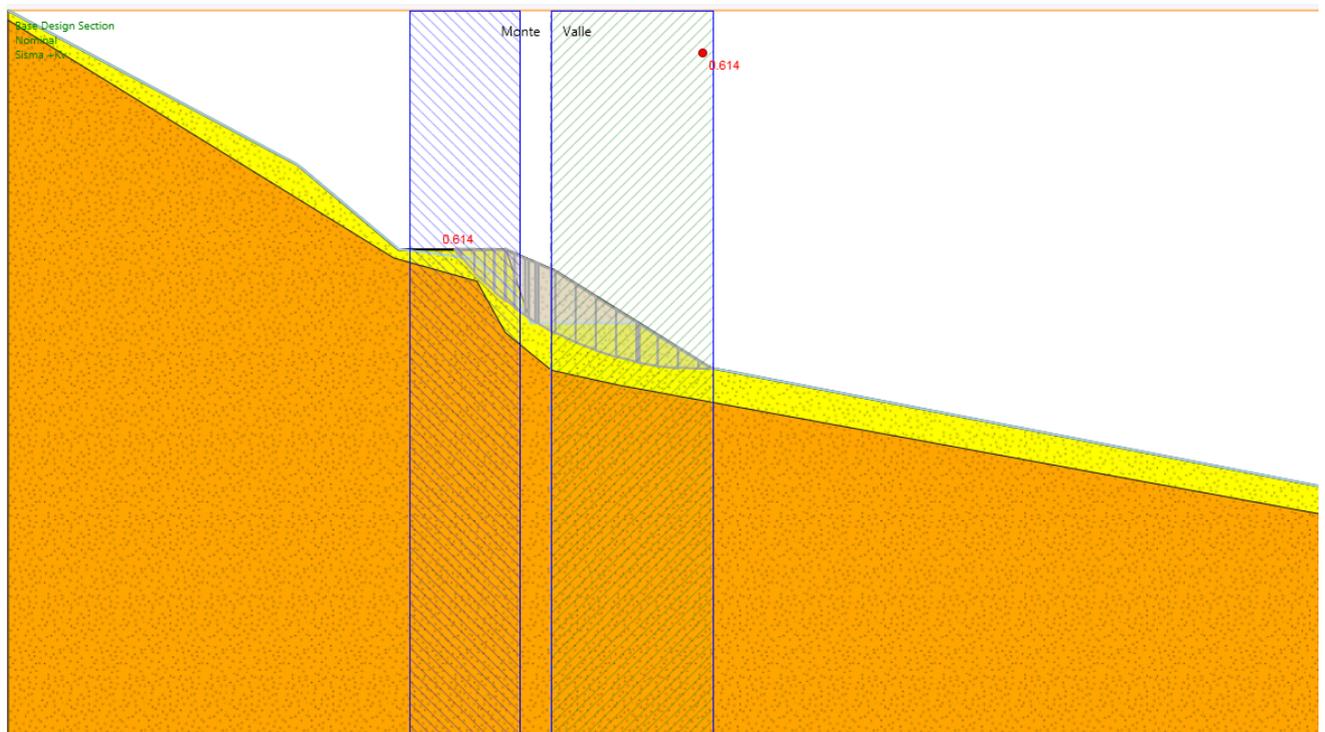
SLV (+kv):  $\Delta T_{max} = 178.6 \text{ kN/m}$

SLV (-kv):  $\Delta T_{max} = 172.8 \text{ kN/m}$

Di seguito si riportano le immagini che danno evidenza della superficie critica e del valore del coefficiente di sicurezza ( $Fs_{calcolato}$ ) sia in condizioni statiche in presenza del sovraccarico stradale (SLU) sia in condizioni sismiche (SLV  $\pm kv$ ).



**Figura 9-1: Verifica di stabilità superfice critica – SLU –  $F_s=0.71$**



**Figura 9-2: Verifica di stabilità superfice critica – SLV (+kv) –  $F_s=0.61$**

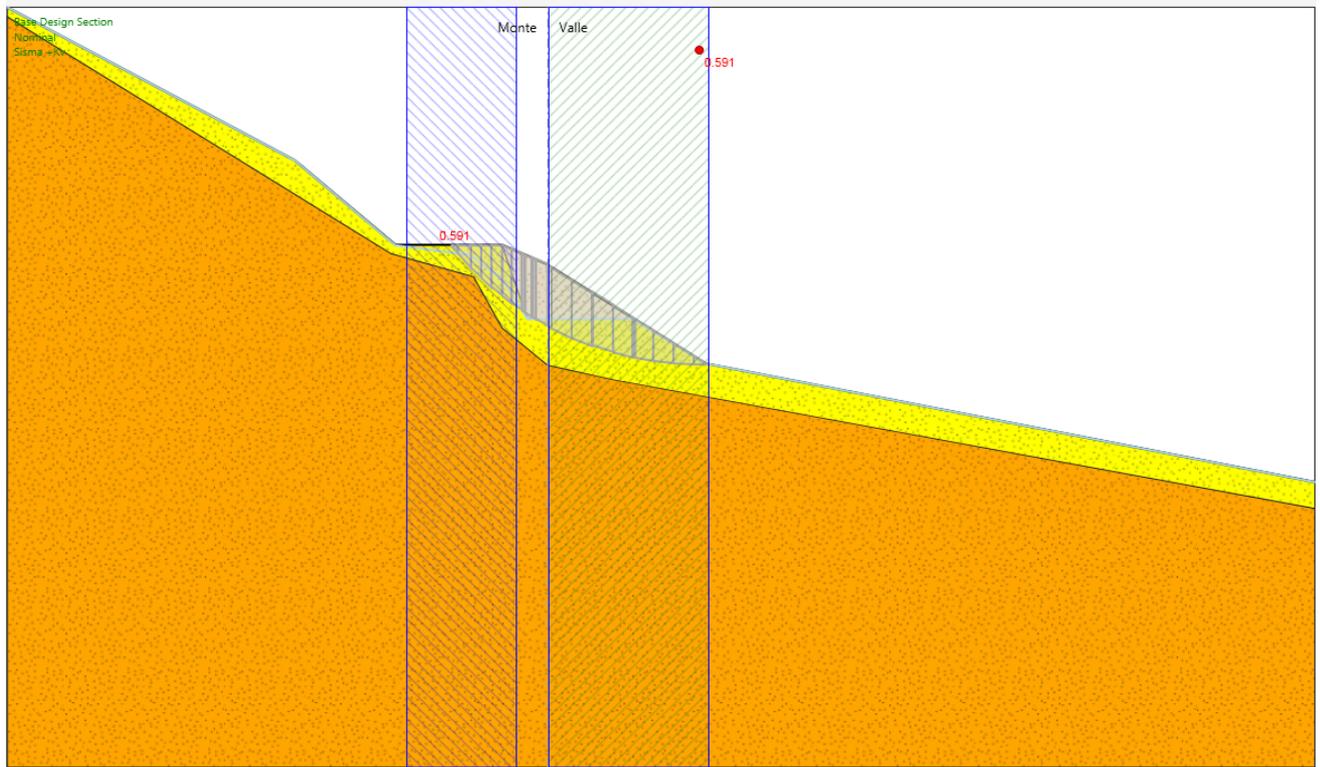


Figura 9-3: Verifica di stabilità superficie critica – SLV (-kv) – FS=0.59

**L'opera è stata quindi dimensionata in base al massimo valore di deficit di resistenza al taglio** determinato per mezzo delle verifiche di stabilità pari a:

METODO DI CALCOLO JANBU			
	statica con sovraccarico SLU	Sismica(+kv) SLV (+kv)	sismica (-kv) SLV (-kv)
<b>max <math>\Delta T</math> (kN/m)</b>	<b>146.2</b>	<b>178.6</b>	<b>172.8</b>

Ricavato secondo i criteri di cui sopra il massimo deficit di resistenza questo è stato applicato all'opera attraverso un modello agli e.f. elaborato con il programma Plaxis 2D, programma in grado di simulare l'interazione terreno-struttura.

Il massimo deficit di taglio è stato assegnato all'opera come carico triangolare sull'altezza pari alla profondità della superficie di scivolamento critica (h=2.6m).

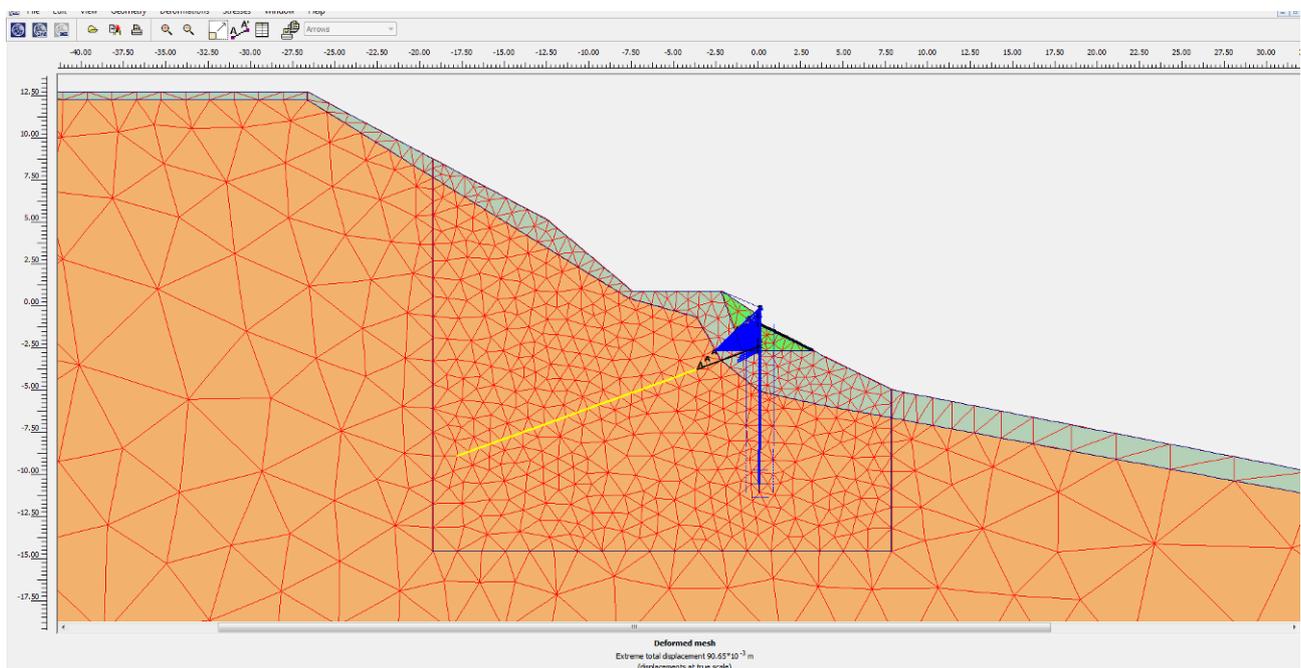
I valori di pressione massimo e minimo agli SLU e SLV sono quindi:

$$t_{stab,SLU} = \frac{2 \cdot \Delta T_{SLU}}{h} = 112.5 \text{ kN/m/m}$$

$$t_{stab,SLV} = \frac{2 \cdot \Delta T_{SLV}}{h} = 137.4 \text{ kN/m/m}$$

Le sollecitazioni ricavate dal modello elaborato con il Plaxis sono state fattorizzate secondo i coefficienti A1 ( $\gamma_A = 1.3$  nel caso statico,  $\gamma_A = 1.0$  nel caso sismico) per le verifiche strutturali di pali, trave di correa, muro e tiranti.

Di seguito vengono le immagini relative al modello di input del PLAXIS.



**Figura 9-4: Modello di calcolo delle sollecitazioni sulla paratia allo SLU (Plaxis)**

## 9.2. ILLUSTRAZIONE DEL SOFTWARE UTILIZZATO PER L'ANALISI DI INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA (PLAXIS)

L'analisi di interazione terreno struttura è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo bidimensionale agli elementi finiti Plaxis v. 2010.01

Il programma PLAXIS, realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

Il programma PLAXIS è nato per specifiche esigenze di tipo geotecnico; esso permette di esaminare casi di stato piano di deformazione o di assialsimmetria.

La sua caratteristica peculiare è di utilizzare materiali con caratteristiche elastoplastiche, seguendo passo passo gli incrementi di carico (fino a grandi deformazioni, nel qual caso è possibile aggiornare la mesh) utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

Il terreno è schematizzato mediante un insieme di elementi finiti a forma triangolare a quindici nodi che forniscono una distribuzione cubica delle tensioni e delle deformazioni all'interno di ciascun elemento (essendo polinomi del 4° ordine le funzioni di forma interpolanti il campo degli spostamenti); di conseguenza il programma individua con accuratezza campi di tensione e di deformazione complessi anche con un limitato numero di elementi.

Esiste la possibilità di mettere in conto la presenza di elementi lineari del tipo "beam", "truss" e "geotessili" resistenti solo a trazione, di considerare la presenza di molle elastoplastiche, e di ridurre le caratteristiche meccaniche del terreno a contatto con elementi di diversa natura.

I dati principali richiesti dal programma sono:

- geometria del problema (coordinate dei vertici di quadrilateri che vengono poi suddivisi in triangoli a 15 nodi, posizione di elementi beam, truss, geotessili, molle elastoplastiche, vincoli, falda);
- caratteristiche degli elementi di terreno:
  - $\gamma_{dry}$  = peso totale dell'unità di volume emerso,
  - $\gamma_{wet}$  = peso totale dell'unità di volume immerso,
  - $\phi'$  = angolo d'attrito interno,
  - $\psi$  = angolo di dilatanza,
  - $E'$  = modulo di elasticità,
  - $\nu$  = coefficiente di Poisson,
  - $c'$  = coesione,
- coefficienti di permeabilità in direzione orizzontale e verticale;
- tipo di comportamento (drenato o non drenato);
- caratteristiche degli elementi lineari:

EJ ed EA per gli elementi plate,

EA per gli elementi truss,

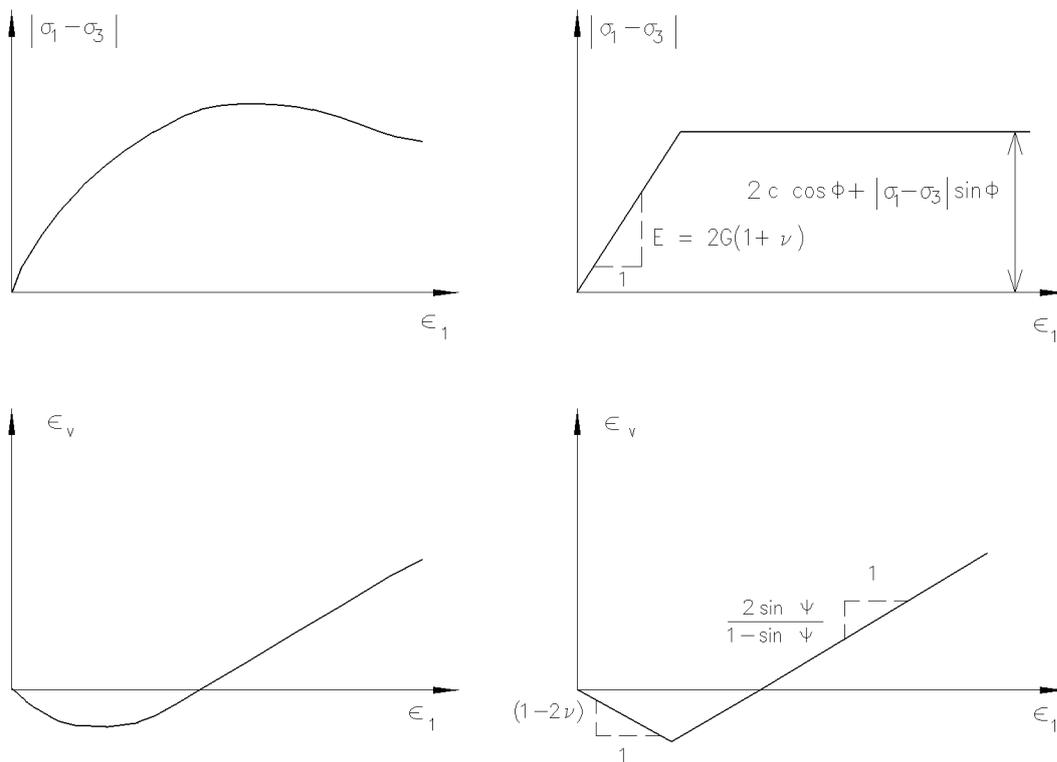
rigidezza elastica per elementi geotessili in trazione,

rigidezza e forza ultima per le molle elastoplastiche;

- definizione dei sistemi di carico;
- definizione delle pressioni idrostatiche, eventualmente variabili durante l'analisi del problema, o, quando sia richiesto, condizioni al contorno per il calcolo delle pressioni idrostatiche.

In Figura 9-5 sono rappresentate le modellazioni adottate dal programma per:

- legame costitutivo fra la tensione deviatorica (differenza fra la tensione assiale  $\sigma_1$  e la tensione di confinamento radiale  $\sigma_3$ ) e la deformazione assiale ( $\epsilon_1$ );
- relazione fra  $\epsilon_v$  (deformazione volumetrica  $\Delta V/V_0$ ) e  $\epsilon_1$  (deformazione assiale).



**Figura 9-5: Relazione fra la prova triassiale standard (drenata) e modello elastoplastico:  $\sigma_1$  è la tensione assiale,  $\sigma_3$  tensione radiale costante di confinamento,  $\epsilon_v$  deformazione volumetrica,  $\epsilon_1$  è la deformazione assiale.**

Il calcolo prevede in genere la suddivisione delle diverse fasi (corrispondenti all'applicazione di carichi, o a modifiche della configurazione geometrica per scavi o riporti, o a modifiche delle pressioni idrostatiche, o a dissipazione di pressioni neutre) in passi di calcolo, ed e' possibile quindi seguire l'evoluzione delle condizioni del terreno parallelamente alle prevedibili fasi costruttive.

Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

All'interno di ogni passo di carico il programma perviene all'equilibrio attraverso una serie di iterazioni sfruttando la matrice di rigidità iniziale (metodo di Newton-Raphson modificato).

Il controllo della convergenza, al termine della i-esima iterazione viene effettuato attraverso la relazione:

$$\varepsilon_i = \frac{\|\overline{P}_i\|}{\|\Sigma F\|}$$

dove:

$\varepsilon_i$  = errore della i-esima iterazione;

$\|\overline{P}_i\|$  = norma del vettore costituito dalle forze nodali non bilanciate;  $\|\overline{P}_i\|$  può essere definito come  $\|\Sigma F - P_i\|$ , dove  $P_i$  è il vettore dei carichi nodali equivalenti al termine della i-esima iterazione (relativo allo stato tensionale ottenuto via legame costitutivo dallo stato deformativo);

$\|\Sigma F\|$  = norma del vettore dei carichi nodali equivalenti relativo al livello finale di carico del passo in esame.

In output sono disponibili, per ogni passo:

- spostamenti in tutti i nodi del sistema,
- stato tensionale in tutti i punti di integrazione (12 per triangolo),
- sollecitazioni di momento flettente, sforzo normale e taglio negli elementi plate e sforzo normale negli elementi truss, negli elementi geotessili e nelle molle elastoplastiche.

Varie routine grafiche permettono di visualizzare velocemente gli spostamenti e lo stato tensionale in ciascuna fase.

Il programma permette di risolvere i seguenti problemi:

- filtrazione, e sue conseguenze sul campo delle deformazioni e delle tensioni,
- carichi applicati, analisi delle deformazioni e delle tensioni, valutazione del carico limite,
- analisi della stabilità dei pendii,
- interazione terreno-struttura,
- effetto della presenza di geotessili,
- analisi della consolidazione.

Nel caso in esame per le modellazioni numeriche condotte si sono assunti i seguenti modelli costitutivi del terreno:

- Criterio di Rottura alla Mohr Coulomb;
- Comportamento drenato.

### 9.3. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA

Con riferimento agli elaborati di progetto, è stata assunta come stratigrafia di calcolo quella corrispondente alla sezione geotecnica già adottata nelle varie analisi di stabilità all'equilibrio limite (la più gravosa in termini di spinte sull'opera); si ritiene che la modellazione effettuata sia rappresentativa (e cautelativa) per l'intera opera.

Le varie unità stratigrafiche sono state schematizzate come materiale a comportamento Mohr Coulomb con le caratteristiche riportate nella seguente tabella:

**Tabella 9-1: Dati di input materiale.**

IDENTIFICATION	$\gamma_{\text{sat}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	E' [kPa]	c' [kPa]	$\phi'$ [°]
Unità 1 (coltre)	19	10 000	5	24
Unità 2 (substrato)	20	75 000	20	33
Unità 3 (tombamento scavi)	19	20 000	5	30

I pali, la trave di correa e il muro sono stati schematizzati come elementi plate a comportamento elastico-lineare con le seguenti caratteristiche riferite ad 1 m di sviluppo dell'opera.

**Tabella 9-2: Dati di input per elementi plate.**

IDENTIFICATION	TYPE	EA/i [kN/m]	EJ/i [kNm <sup>2</sup> /m]	w/i [-]
Palificata	Elastic	2 355 000	52 988	0.7
Trave	Elastic	20 000 000	1 666 667	6.0
Muro	Elastic	7 000 000	71 458	2.1

PALIFICATA		TRAVE		MURO	
E	20 000 000 kPa	E	20 000 000 Kpa	E	20 000 000 Kpa
D	0.6 m	b	1 m	b	0.35 m
i	2.4 m	h	0.6 m	h	1.5 m
		i	1 m	i	1 m
A	0.283 m <sup>2</sup>	A/m	1.000 mq/m	A/m	0.35 mq/m
J	0.006 m <sup>4</sup>	J/m	0.083 m <sup>4</sup> /m	J/m	0.004 m <sup>4</sup> /m
EA/i	2 355 000 kN/m	EA/i	20 000 000 kN/m	EA/i	7 000 000 kN/m
EJ/i	52 988 kNm <sup>2</sup> /m	EJ/i	1 666 667 kNm <sup>2</sup> /m	EJ/i	71 458 kNm <sup>2</sup> /m
w/i	0.7 kN/m/m	w/i	6.0 kN/m/m	w/i	2.1 kN/m/m

Per modellare i tiranti è stato utilizzato l'elemento *geogrid* in combinazione con l'elemento *node to node anchor*; in particolare la geogriglia è stata utilizzata per modellare il bulbo di ancoraggio e l'ancoraggio tra nodo e nodo per simulare la lunghezza libera del tirante.

La rigidezza della geogriglia corrisponde alla rigidezza del bulbo di ancoraggio in calcestruzzo avente diametro ( $D=\alpha\phi_{per}$ ) mentre la rigidezza del *node to node anchor* corrisponde alla rigidezza dei trefoli in acciaio armonico ( $n=4$ ) che costituiscono il tirante; di seguito i parametri inputati al programma di calcolo.

**Tabella 9-3: Dati di input per elementi *nodo-to-node anchor* (tratto libero tirante 4 trefoli)**

PARAMETRO	NOME	VALORE	UNITA'
Tipo di comportamento	Materiale tipo	Elastico	-
Rigidezza	EA	<b>1E<sup>5</sup></b>	kN
Interasse	Ls	4.80	m
Forza massima	$F_{max, comp}$	0	kN
	$F_{max, traz}$	984	kN
Precarico	p/Ls	42	kN/m

**Tabella 9-4: Dati di input per elementi *geogrid***

PARAMETRO	NOME	VALORE	UNITA'
Tipo di comportamento	Materiale tipo	Elastico	-
Rigidezza	EA/i	3E <sup>5</sup>	kN/m

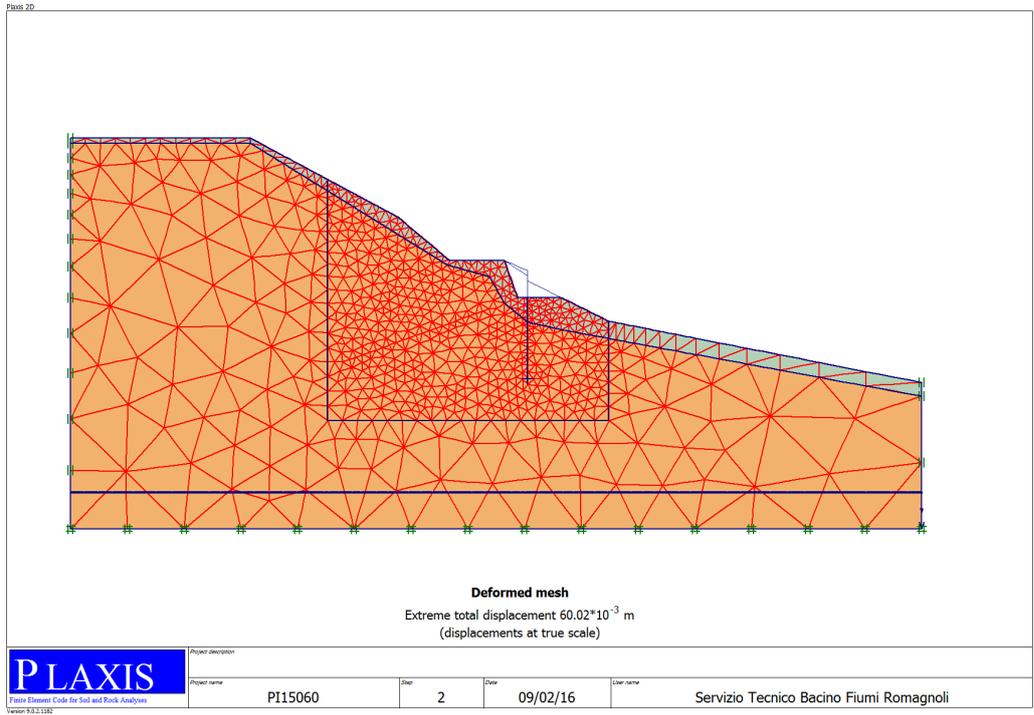
Essendo:

<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIRANTE</th> <th>node to node anchor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E</td> <td>210 000 Mpa</td> </tr> <tr> <td>n</td> <td>4 -</td> </tr> <tr> <td>A</td> <td>139 mm</td> </tr> <tr> <td>Lspacing</td> <td>4 800 mm</td> </tr> <tr> <td>nEA</td> <td>1.E+05 kN</td> </tr> <tr> <td>precarico</td> <td>200 kN</td> </tr> <tr> <td>p/L</td> <td>42 kN/m</td> </tr> </tbody> </table>	TIRANTE	node to node anchor	E	210 000 Mpa	n	4 -	A	139 mm	Lspacing	4 800 mm	nEA	1.E+05 kN	precarico	200 kN	p/L	42 kN/m	<table border="1"> <thead> <tr> <th>TIRANTE</th> <th>geogrid</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>E<sub>c</sub></td> <td>25 000 Mpa</td> </tr> <tr> <td>φ</td> <td>15 cm</td> </tr> <tr> <td>α</td> <td>1.8 -</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>27 cm</td> </tr> <tr> <td>i</td> <td>4.8 m</td> </tr> <tr> <td>EA/i</td> <td>3.E+05 kN/m</td> </tr> </tbody> </table>	TIRANTE	geogrid	E <sub>c</sub>	25 000 Mpa	φ	15 cm	α	1.8 -	D	27 cm	i	4.8 m	EA/i	3.E+05 kN/m
TIRANTE	node to node anchor																														
E	210 000 Mpa																														
n	4 -																														
A	139 mm																														
Lspacing	4 800 mm																														
nEA	1.E+05 kN																														
precarico	200 kN																														
p/L	42 kN/m																														
TIRANTE	geogrid																														
E <sub>c</sub>	25 000 Mpa																														
φ	15 cm																														
α	1.8 -																														
D	27 cm																														
i	4.8 m																														
EA/i	3.E+05 kN/m																														

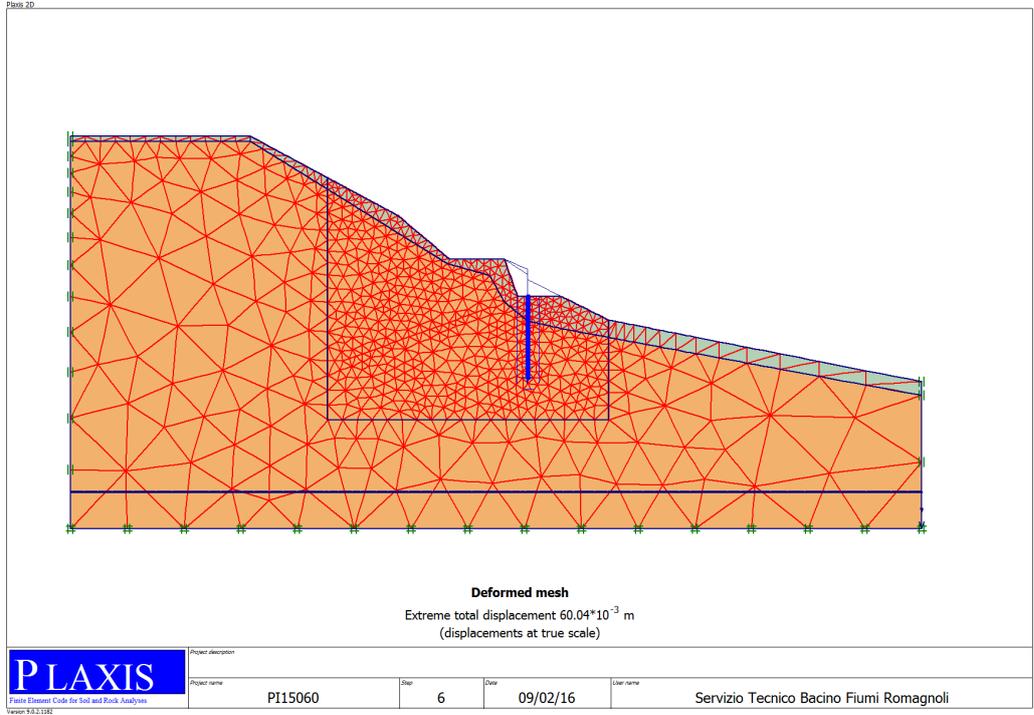
Sono quindi state modellate le seguenti fasi costruttive (sia per la Combinazione Statica, sia per la Combinazione Sismica):

- fase 0: fase geostatica iniziale;
- fase 1: annullamento punti plastici
- fase 2: pali
- fase 3: muro e tiranti con precarico di 20ton/cad
- fase 4: tombamento scavo
- fase 5: applicazione deficit di taglio alla struttura di rinforzo

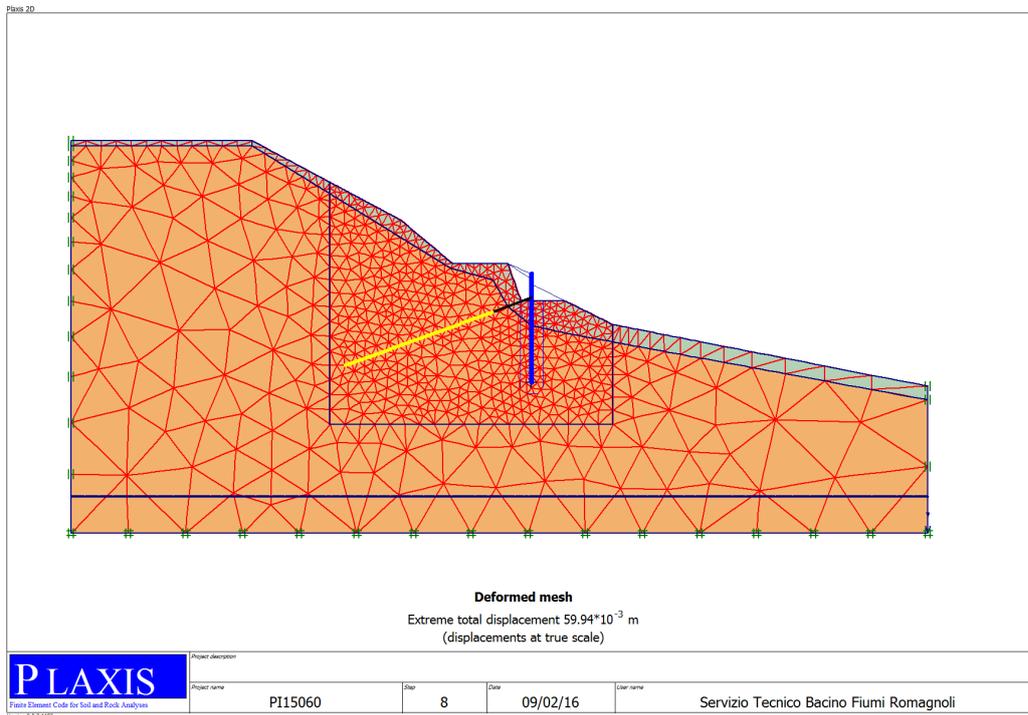
Il sovraccarico stradale non è stato assegnato nelle elaborazioni PLAXIS in quanto il suo contributo alla spinta è già stato considerato nella definizione delle spinte stabilizzanti definite nel modello SLOPE; lo stesso dicasi per la falda e l'azione sismica.



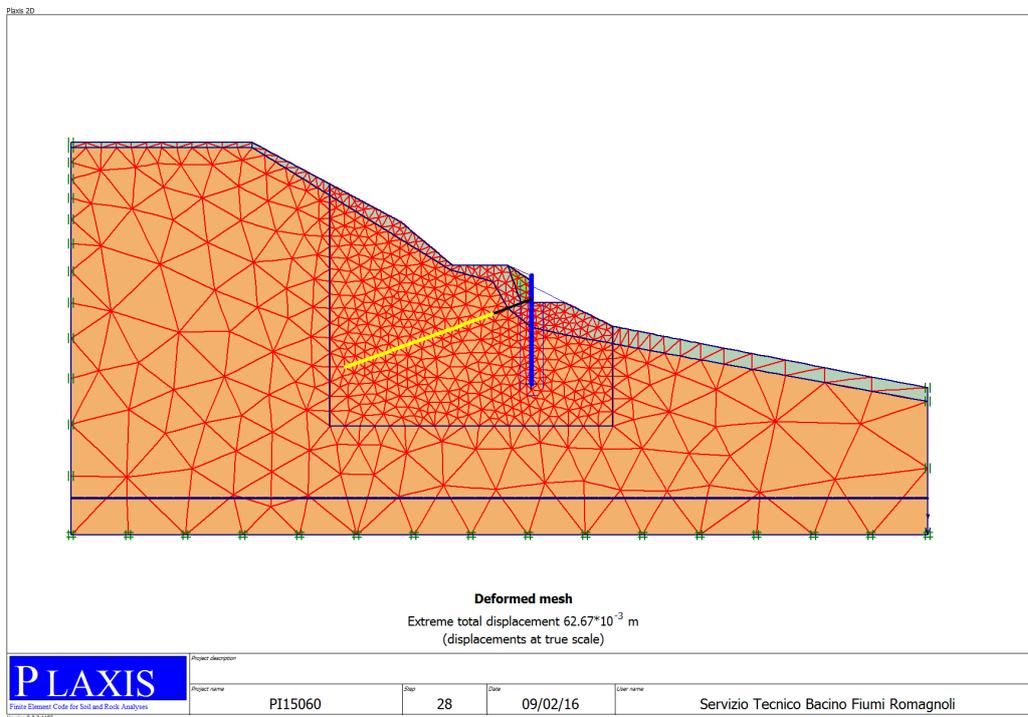
**Figura 9-6: fase geostatica iniziale**



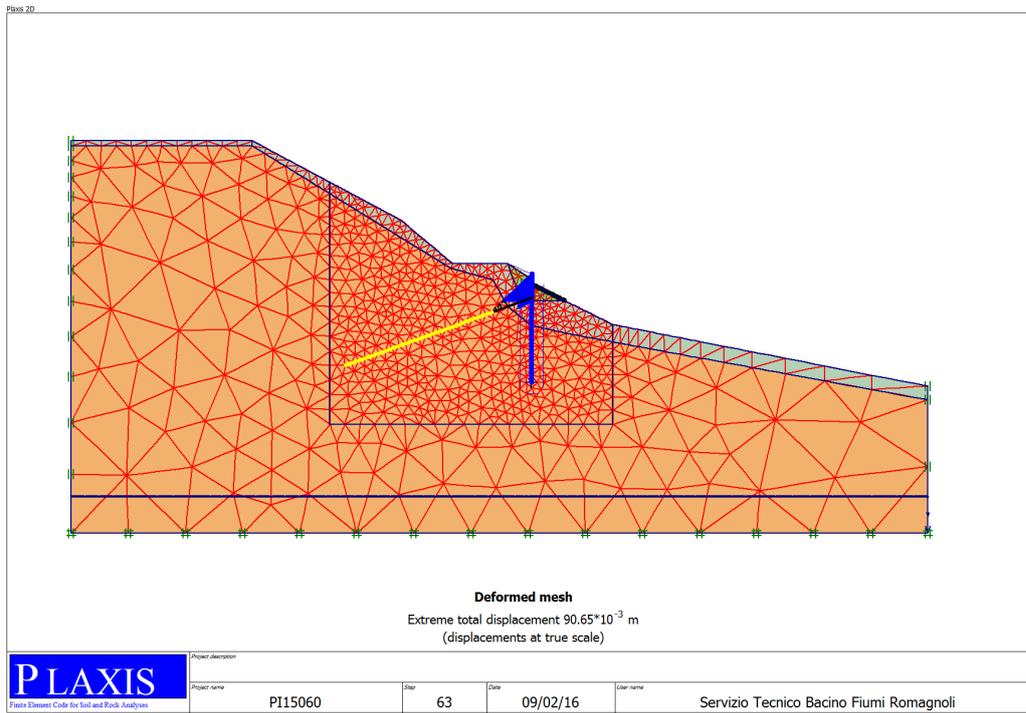
**Figura 9-7: fase 2: pali**



**Figura 9-8: fase 3- muro e tiranti con precarico di 20ton/cad**



**Figura 9-9: fase 4- tombamento scavo**



**Figura 9-10: fase 5 – applicazione deficit taglio (LOAD A)**

## 9.4. PRINCIPALI RISULTATI

### 4.9.1 Pali

Le sollecitazioni ottenute dal Plaxis sono state moltiplicate per l'interasse dei pali ( $i=2.4\text{m}$ ) e per il coefficiente  $\gamma_A$  (1.3, oppure 1 se a favore di sicurezza, per lo SLU; 1 per lo SLV).

La combinazione dimensionante è risultata essere lo SLU.

I valori massimi di taglio e momento, ottenuti per lo SLU, sono di seguito riportati:

- $M_{ed,max} = M_{ed,SLU} = 1.3 \cdot 103\text{kNm/m} \cdot 2.4\text{m} = 321\text{kNm}$
- $T_{ed,max} = T_{ed,SLU} = 1.3 \cdot 43\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m} = 134\text{kN}$
- $N_{ed,max} = N_{ed,SLU} = 1 \cdot 32.5\text{kN/m} \cdot 2.4\text{m} = 78\text{kN}$

#### 4.9.2 Tiranti

Le sollecitazioni ottenute da Plaxis sono state moltiplicate per l'interasse dei tiranti ( $i=4.8\text{m}$ ) e per il coefficiente  $\gamma A1 = 1.3$  poiché, in accordo al punto 6.6.2 delle NTC-08, la verifica geotecnica viene fatta con riferimento alla combinazione A1+M1+R3.

- $T_{ed,max} = T_{ed,SLU} = 1.3 * 110\text{kN/m} * 4.8\text{m} = 686 \text{ kN}$

#### 4.9.3 Trave correa

Poiché è noto lo sforzo sui tiranti ( $T_{ed} = 686\text{kN}$ ) e il sistema è in equilibrio, si ha:

$$q_d = T_{ed} \cos\alpha / i = 686 * \cos 20 / 4.8\text{m} = 134\text{kN/m}$$

$$V_{Ed} = q_d * i / 2 = 134 * 4.8 / 2 = 322\text{kN}$$

$$M_{Ed} = q_d * i^2 / 12 = 134 * 4.8^2 / 12 = 257\text{kNm}$$

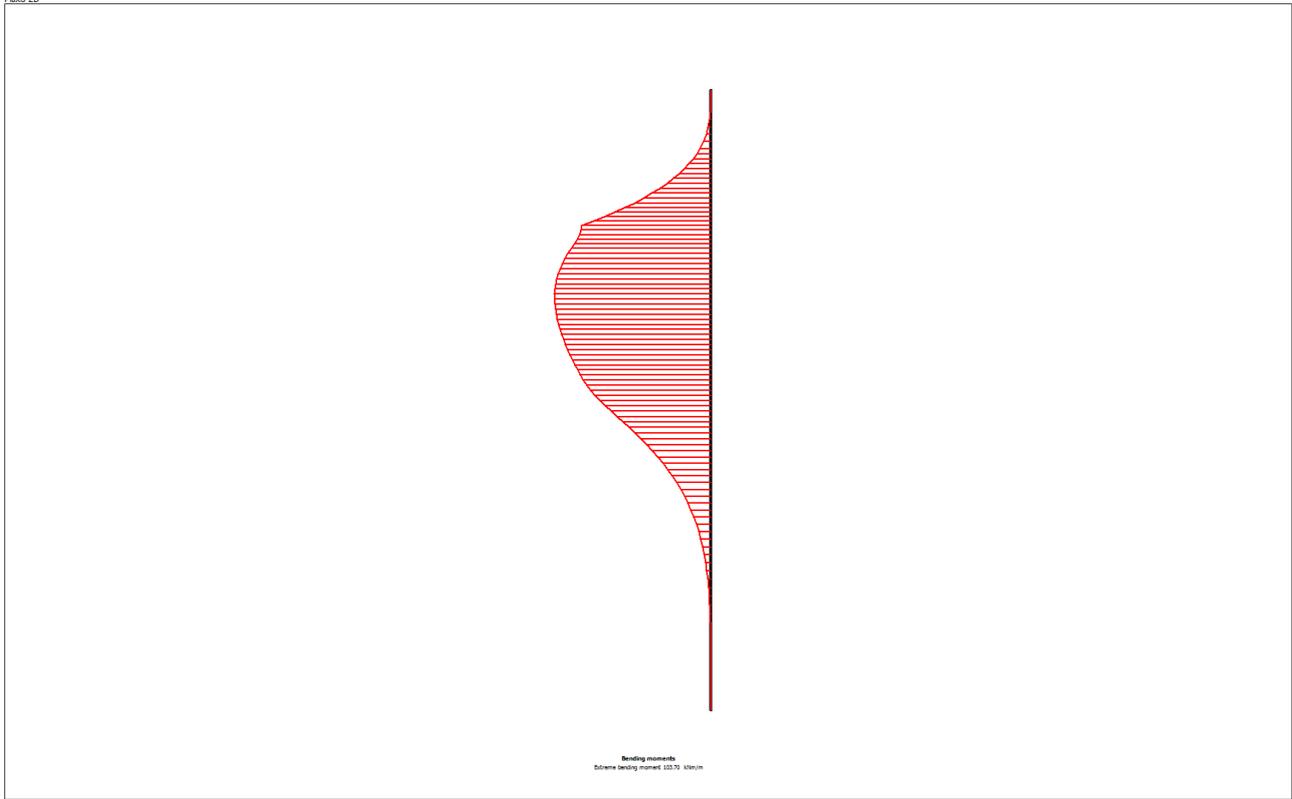
#### 4.9.4 Muro in c.c.a.

Le sollecitazioni ottenute dal Plaxis sono state moltiplicate per il coefficiente  $\gamma A$  (1.3 per lo SLU; 1 per lo SLV); i valori massimi di taglio e momento, ottenuti per lo SLU, sono di seguito riportati:

- $M_{ed,max} = M_{ed,SLU} = 1.3 * 57.5\text{kNm/m} * 1\text{m} = 75\text{kNm}$
- $T_{ed,max} = T_{ed,SLU} = 1.3 * 82.3\text{kN/m} * 1\text{m} = 107\text{kN}$

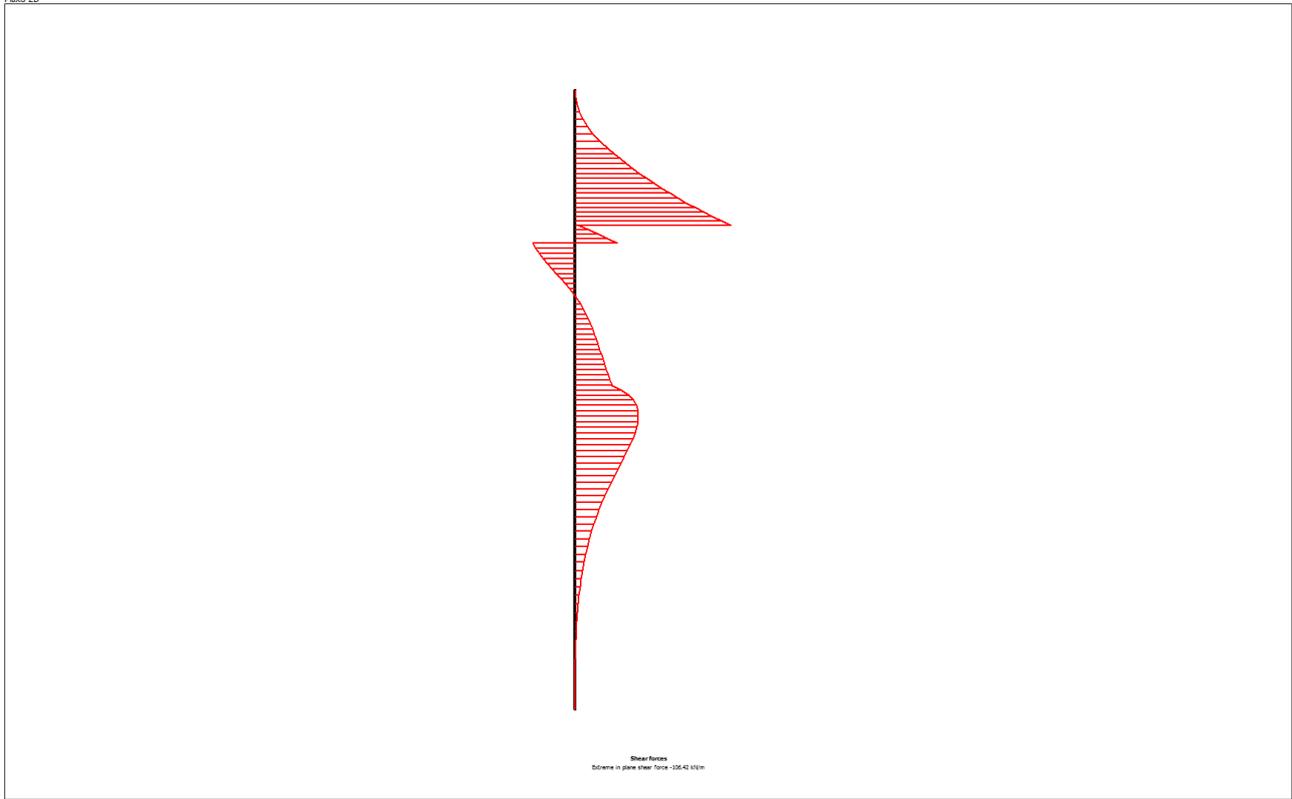
#### 4.9.5 Diagrammi delle principali sollecitazioni

Nelle figure seguenti sono riportati gli andamenti di momento e taglio nella fase maggiormente gravosa (applicazione del deficit di taglio) ottenuti dal Plaxis lungo il muro (fino a quota -2m da p.c.), per la trave di coronamento (fino a -2.6m da p.c.) e lungo i pali (da -2.6m a -10.5m) nonché l'andamento dello sforzo assiale nel tirante.



<b>PLAXIS</b> Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 9.0.2.1182	Project description			
	Project name	Step	Date	User name
	PI15060	63	09/02/16	Servizio Tecnico Bacino Fiumi Romagnoli

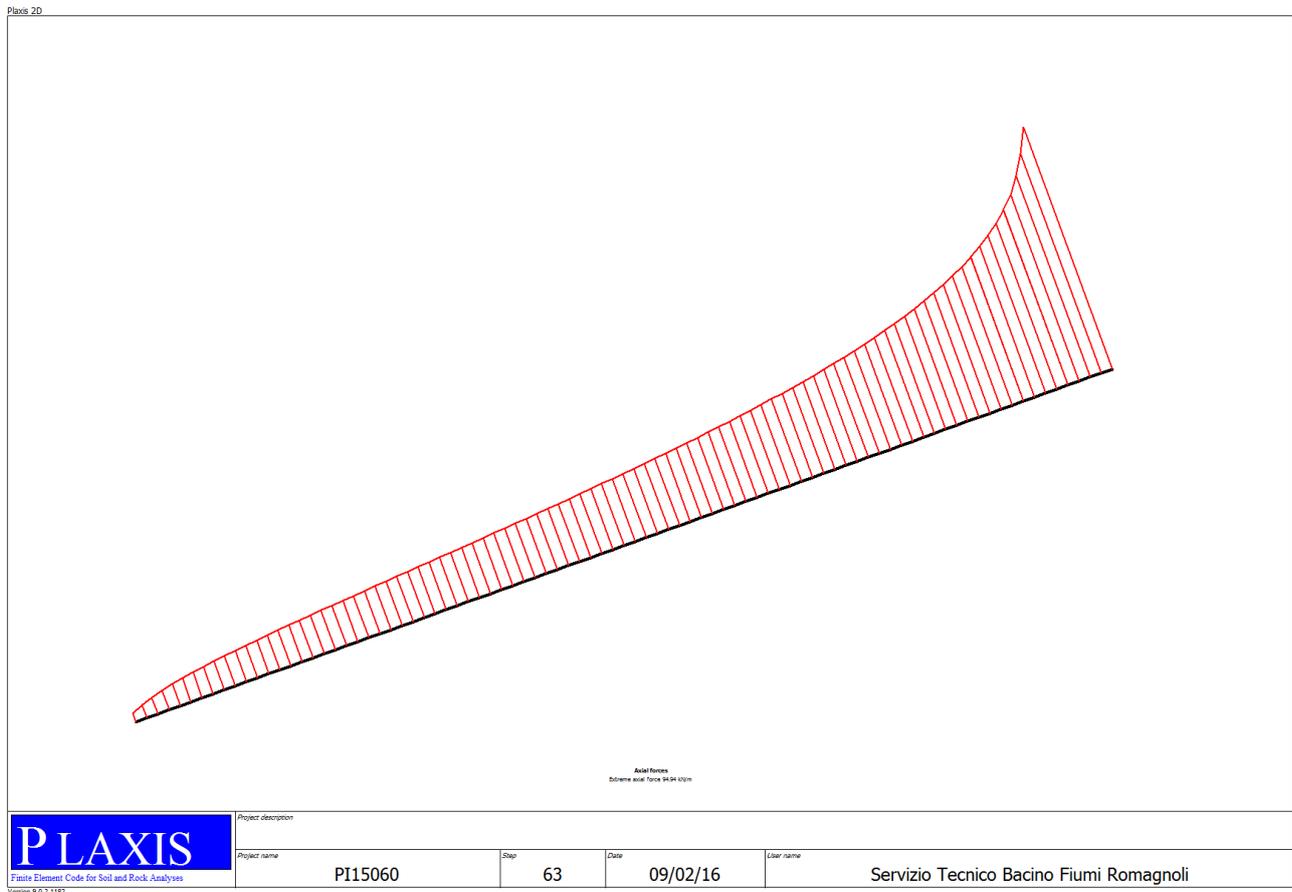
**Figura 9-11: Andamento del momento da Plaxis (kNm/m)**



Shear forces  
Extreme in plane shear force = 105.42 kN/m

<b>PLAXIS</b> Finite Element Code for Soil and Rock Analysis Version 9.0.2.1182	Project description			
	Project name	Step	Date	User name
	PI15060	63	09/02/16	Servizio Tecnico Bacino Fiumi Romagnoli

**Figura 9-12: Andamento del taglio da Plaxis (kN/m)**



**Figura 9-13: Sforzo massimo nel tirante da Plaxis (kN/m)**

## 10. PRINCIPALI VERIFICHE STRUTTURALI (STR)

### 1.10.1 Pali – Verifiche agli SLU

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 3 e alle caratteristiche geometriche della sezione e all'armatura (10 • 22, spirale • 10/20cm) riportate in Figura 10-1 è stato calcolato il momento resistente di progetto (Mrd) mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi corrispondente allo sforno normale di progetto  $N_{ed} = 78\text{kN}$  ed effettuata la verifica di sicurezza a pressoflessione:

$$M_{rd} (N_{ed}=78\text{kN}) = 321\text{kNm} = M_{ed} = 321\text{kNm}$$

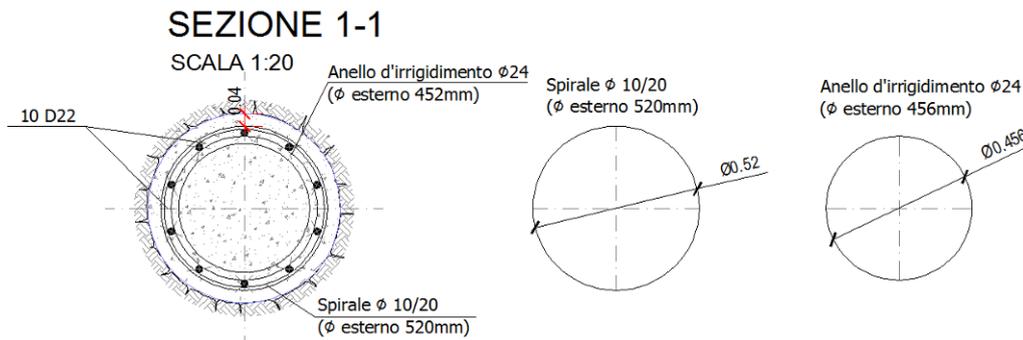


Figura 10-1: Sezione tipologica Armatura (non in scala)

Verifica C.A. S.L.U. - File: palo N-M

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N\* barre uguali 10

Diametro barre 2.2 [cm]

Copriferro (baric.) 6 [cm]

N\* barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 78 0 kN

M<sub>xEd</sub> 321 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta  Deviata

Vertici: 52 N\* rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

M<sub>xRd</sub> 320.8 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391.3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  7.895 ‰

d 54 cm

x 16.59 x/d 0.3072

$\delta$  0.824

Figura 10-2: Mrd palo (10 $\phi$ 22)

La resistenza a taglio del palo è determinata con le espressioni previste al § 4.1.2.1.3 delle NTC08, riconducendosi ad una **sezione rettangolare equivalente** mediante il seguente metodo:

- Clarke & Birjandi (1993) • vd. § 7.9.5.2.2 delle NTC08, formula (7.9.11);

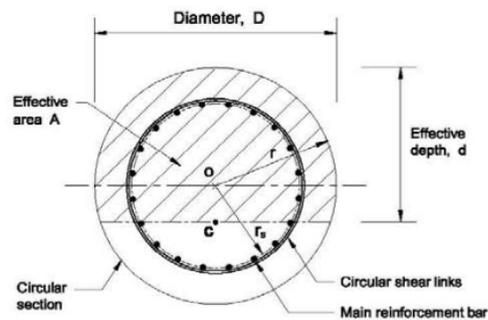
## Metodo di Clarke & Birjandi

r	300.00	mm	Raggio della sezione circolare.
r <sub>s</sub>	260.00	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale. r <sub>s</sub> = r - copr.
sin α	0.552	-	sin α = (2 r <sub>s</sub> ) / (π r).
α	0.584	rad	α = arcsin (sin α).
A <sub>tot</sub>	282743	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare. A = π r <sup>2</sup> .
A	235386	mm <sup>2</sup>	Area della sezione rettangolare equivalente. A = r <sup>2</sup> (π/2 + α + sin α cos α).

### Parametri della sezione rettangolare equivalente

Effettuare la verifica a taglio inserendo i parametri sottostanti in [questa pagina](#).

b	506	mm	Larghezza equivalente. b = A/d.
h	559	mm	Altezza equivalente. (*) h = A <sub>tot</sub> /b
d	466	mm	Altezza utile equivalente. d = r (1 + sin α).



### Geometria

b <sub>w</sub>	<input type="text" value="506"/>	mm	Larghezza minima della sezione.
h	<input type="text" value="559"/>	mm	Altezza della sezione.
d	<input type="text" value="466"/>	mm	Altezza utile.

### Azioni

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="87"/>	kN	Sforzo normale di progetto (positivo se di compressione).
V <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="134"/>	kN	Taglio di progetto (in valore assoluto).

### Materiali e armature

f <sub>ck</sub>	<input type="text" value="25"/>	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del calcestruzzo.
f <sub>yk</sub>	<input type="text" value="450.0"/>	MPa	Resistenza caratteristica di snervamento dell'acciaio.
A <sub>sl</sub>	<input type="text" value="3801"/>	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale.
A <sub>sw</sub>	<input type="text" value="157"/>	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale.
s	<input type="text" value="200"/>	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive.
α	<input type="text" value="90.0"/>	°	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.

## Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$b_w$	506.00	mm	Larghezza minima della sezione.
$h$	559.00	mm	Altezza della sezione.
$d$	466.00	mm	Altezza utile.
$N_{Ed}$	87.00	kN	Sforzo normale di progetto (positivo se di compressione).
$V_{Ed}$	134.00	kN	Taglio di progetto (in valore assoluto).
$\sigma_{cp}$	0.31	MPa	Tensione media nella sezione (positiva se di compressione). $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ .
$f_{yk}$	450.00	MPa	Resistenza caratteristica dell'acciaio.
$\gamma_s$	1.15	-	Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio.
$f_{yd}$	391.30	MPa	Resistenza di progetto dell'acciaio.
$f_{ck}$	25.00	MPa	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione.
$\gamma_c$	1.50	-	Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.
$f_{cd}$	14.17	MPa	Resistenza di calcolo a compressione. $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ (dove $\alpha_{cc}$ è il coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$ ).
$\alpha_c$	1.02	-	Coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse; $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 f_{cd}$ ; 1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$ ; $2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd}$ .
$A_{sw}$	157.00	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura trasversale.
$s$	200.00	mm	Interasse tra due armature trasversali consecutive.
$\alpha$	90.00	°	Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave.
$\text{ctg } \theta$	2.50	-	Inclinazione $\theta$ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave, che deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$ (cioè: $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ ). Nella zona critica di una trave di una struttura in CD"A" si assume invece $\text{ctg } \theta = 1$ ; per le ulteriori condizioni di verifica, vedere il § 7.4.4.1.2.2 del D.M. 14/01/2008.
$V_{Rsd}$	322.07	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione" (con riferimento all'armatura trasversale). $V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \sin \alpha$ .
$V_{Rcd}$	529.60	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione" (con riferimento al calcestruzzo d'anima). $V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ , dove $f'_{cd}$ rappresenta la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ ).
$V_{Rd}$	322.07	kN	Resistenza di calcolo a taglio. $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$ .
$C_s$	2.40	-	Coefficiente di sicurezza di elementi con armature a taglio.

La verifica di resistenza risulta soddisfatta in quanto si ha:

$$V_{rd} = 322\text{kN} > V_{ed} = 134\text{kN}$$

### 1.10.2 Tiranti – Verifiche agli SLU

La verifica geotecnica fa riferimento allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio e viene fatta con riferimento alla combinazione A1+M1+R1.

Lo sforzo di progetto vale:

$$T_{ed} = 686\text{kN}$$

La resistenza del tirante allo sfilamento è calcolata assumendo i seguenti valori dei coefficienti parziali:

$$\gamma_R = 1.2$$

$$\xi = \xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$$

Pertanto:

$$R_{ad} = (R_{ak} / \xi) / \gamma_R = R_{ak} / 2.16 = 753 \text{ kN}$$

essendo:

$$R_{ak} = \pi \alpha \phi_{bulbo} L_{anc} \tau_{lim} = 3.14 * 1.8 * 0.15 * 16 * 120 = 1627 \text{ kN}$$

$$\phi_{bulbo} = 15 \text{ cm} \quad \text{diametro del bulbo di ancoraggio}$$

$$L_{anc} = 16 \text{ m} \quad \text{lunghezza di ancoraggio nel substrato}$$

$\alpha = 1.8$                       fattore di amplificazione del diametro di perforazione funzione del tipo di terreno e del tipo di iniezione (semplice oppure ripetuta)

$\tau_{lim} = 120 \text{ kPa}$               tensione di aderenza limite nel substrato valutata con il metodo di Bustamante e Doix (1985)

Trattandosi di tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli in acciaio armonico, in conformità al paragrafo 6.6.2 delle NTC-08, è stato verificato che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero fosse maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio:

$$R_{ad} > T_{ed}$$

Essendo:

$$T_{rd} = f_{p(1)d} * n_{trefoli} * A_{trefolo} = (1670/1.15) * 4 * 139 = 807.4 \text{ kN}$$

### 1.10.1 Trave di correa –Verifiche agli SLU

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 3 e alle caratteristiche geometriche della sezione e all'armatura (4+4 • 20) riportate in Figura 10-3 è stato calcolato il momento resistente di progetto (Mrd) mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi ed effettuata la verifica di sicurezza a flessione:

$$M_{rd} = 447 \text{ kNm} > M_{ed} = 257 \text{ kNm}$$

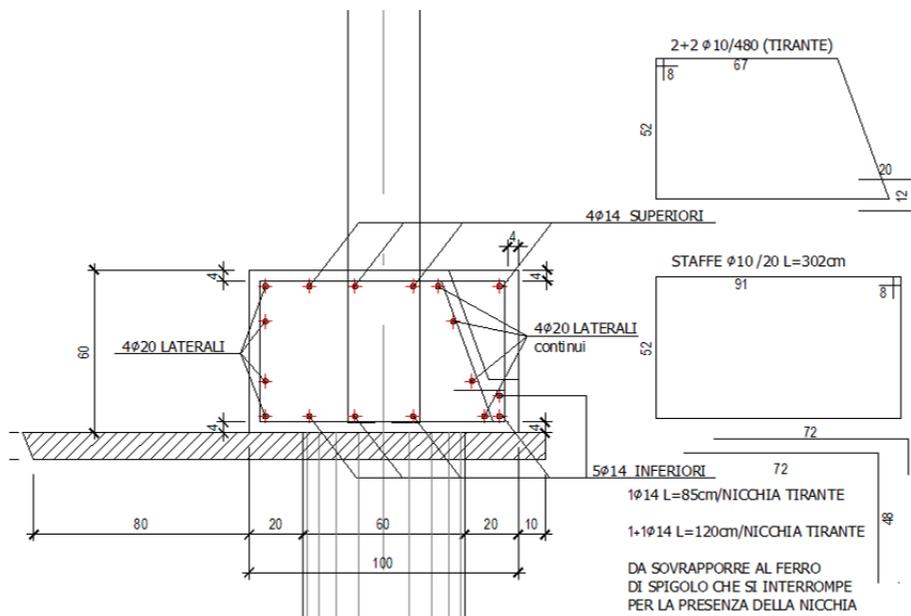


Figura 10-3: Sezione tipologica armatura trave di correa (non in scala)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** Momento resistente trave di correa

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.57	7
2	12.57	94

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 257 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C C25/30  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 447.6 kN m  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 43.21 ‰  
d 94 cm  
x 7.043 x/d 0.07493  
δ 0.7

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Figura 10-4: Mrd trave di correa (4+4φ20)

La resistenza a taglio della sezione di calcestruzzo, considerando il solo contributo del calcestruzzo (par. 4.1.2.1.3.1 NTC-08) è pari a:

$$V_{rd} = [0.18 k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] b_w d = [0.18 * 1.5 (100 * 0.00517 * 25)^{1/3} / 1.5] * 600 * 810 = 0.42 * 486000 / 1000 = 203 \text{ kN}$$

Con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/810)^{1/2} = 1.5$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) = 12.57 * 2 / (60 * 81) = 0.00517$$

Essendo  $V_{Ed} = 322 \text{ kN}$  è necessario predisporre armatura a taglio: si predispongono staffe  $\phi 10/20$  .

La verifica a taglio viene condotta in accordo al par. 4.1.2.1.3.2 delle NTC-08

$$V_{Rsd} = 0.9 d (A_{sw}/s) f_{yd} \text{ctg}\theta = 0.9 * 810 * (1.57 * 100 / 200 + 4 * 1.57 * 100 / 4800) * 391 * 1.73 = 451 \text{ kN}$$

Con:

$$A_{sw1} = 1.57 \text{ cm}^2; s = 20 \text{ cm}; \text{ctg}\theta = 1.73$$

$$A_{sw2} = 6.28 \text{ cm}^2; s = 480 \text{ cm}; \text{ctg}\theta = 1.73$$

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w f_{cd} (\text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) = 0.9 * 810 * 600 * (0.5 * 25) * 1.73 / 4 = 2365 \text{ kN}$$

Pertanto si ha:

$$V_{rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 451 \text{ kN} > V_d = 322 \text{ kN}$$

### 1.10.2 Muro– Verifiche agli SLU

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 3 e alle caratteristiche geometriche della sezione e all'armatura riportate in Figura 10-5 sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto ( $M_{rd}$ ) mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi ed effettuata la verifica di resistenza a flessione:

$$M_{rd} = 90.5 \text{ kNm} > M_{ed} = 75 \text{ kNm}.$$

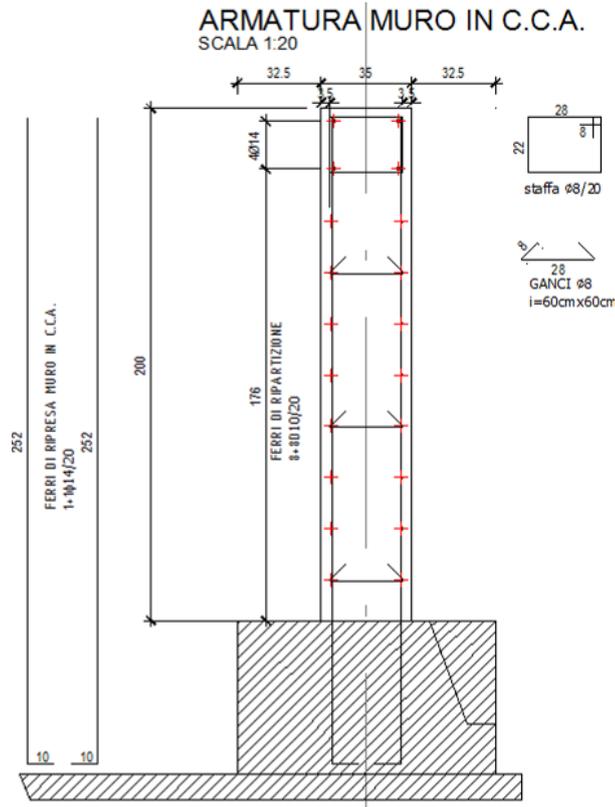


Figura 10-5: Sezione tipologica Armatura (non in scala)

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** muro sp.35cm

N° figure elementari: 1 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	35	1	7.7	5
			2	7.7	30

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN 0    yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
B450C      C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm²    ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm²    f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 [?]  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²    τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 90.47 kNm  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 23.3 ‰  
d 30 cm  
x 3.918    x/d 0.1306  
δ 0.7

**Tipo Sezione**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T     Circolare  
 Rettangoli     Coord.

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta     Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd    Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm    Col. modello  
 Precompresso

Figura 10-6: M<sub>Rd</sub> muro in c.a.

La resistenza a taglio della sezione di calcestruzzo, considerando il solo contributo del calcestruzzo (par. 4.1.2.1.3.1 NTC-08) è pari a:

$$V_{rd} = [0.18 k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] b_w d = [0.18 * 1.84 (100 * 0.00317 * 25)^{1/3} / 1.5] * 1000 * 284 = 0.44 * 284000 / 1000 = 125 \text{ kN}$$

Con:

$$K = 1 + (200/d)^{1/2} = 1 + (200/284)^{1/2} = 1.84$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d) = 7.70 * 2 / (60 * 81) = 0.00317$$

Essendo  $T_{Ed} = 107 \text{ kN} < V_{rd} = 125 \text{ kN}$  non è necessario predisporre armatura a taglio.

