

# ADEGUAMENTO S.S. n°87 "SANNITICA"

## INTERVENTI LOCALIZZATI PER GARANTIRE LA PERCORRIBILITA' IMMEDIATA TRATTO "CAMPOBASSO – BIVIO S.ELIA" LOTTI A2 E A3

PROGETTO DEFINITIVO

CB-150

A.T.I. di PROGETTAZIONE:

(Mandataria)

**bonifica spa**

(Mandante)

**SOIL** Geotechnics Geology Structures Offshore  
ENGINEERING

(Mandante)

**FRANCHETTI**

IL PROGETTISTA:

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.°86 64-Sez A  
Ing. Luigi Albert – Ordine Ing. Milano n.°14725-Se z A  
Ing. Paolo Franchetti – Ordine Ing. Vicenza n.°2013-S ez A

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Anna Maria Bruna  
- Ordine Geol. Lazio n. 1531

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
DISCIPLINE SPECIALISTICHE

Ing. Franco Persio Bocchetto - Ordine Ing. Roma n.°86 64-Sez A

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Ing. Andrea Maria Enea Failla - Ordine Ing. Catania n.°A6701

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. CLAUDIO BUCCI

## 07 OS-OPERE DI SOSTEGNO

07.01 MS-Muri di sostegno

Paratia di pali D800 mm S.P. 56 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV.PROG. ANNO

D P C B 0 1 5 0    D    2 2

NOME FILE:

T000M00STRRE04A.DOCX

CODICE  
ELAB.

T 0 0 O M 0 0 S T R R E 0 4

REVISIONE

SCALA

A

-

A	EMISSIONE	Aprile 2022	Ing. A. Tosiani	Ing. F. Zaccaro	Ing.P. Franchetti
---	-----------	-------------	-----------------	-----------------	-------------------

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
------	-------------	------	---------	------------	-----------

**INDICE**

1	INTRODUZIONE .....	1
1.1	Oggetto.....	1
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	2
2	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	3
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	5
3.1	Normative e raccomandazioni.....	5
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO .....	6
5	CRITERI GENERALI DI ANALISI DELLE PARATIE.....	7
5.1	METODOLOGIA DI CALCOLO .....	7
6	SOLUZIONI PROGETTUALI .....	12
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018 .....	13
7.1	Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto.....	13
7.2	Criteri di Analisi e Verifica di Paratie.....	16
7.3	Verifiche di Stabilità Locale.....	17
7.4	Verifiche di Stabilità Globale.....	17
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI .....	20
7.5.1	Verifica SLE.....	20
7.5.1.1	Verifiche delle tensioni.....	20
7.5.1.2	Verifiche a fessurazione .....	20
7.5.1.3	Verifiche di deformabilità.....	21
8	PARATIE PALI $\Phi$ 800: ANALISI E VERIFICHE .....	22
8.1	Sezione di calcolo .....	22
8.1.1	Modello numerico .....	23
8.1.2	Risultati delle analisi.....	27
8.1.2.1	Verifiche spostamenti .....	27
8.1.2.2	Verifiche SLU GEO.....	28
8.1.2.3	Verifiche SLU STR.....	29
9	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE .....	33
	<b>ALLEGATO 1 .....</b>	<b>35</b>
10	TABULATI DI CALCOLO PARATIE .....	36

## **1 INTRODUZIONE**

### **1.1 OGGETTO**

La presente relazione riporta i calcoli, e le relative verifiche, della paratia di pali a protezione del fabbricato in corrispondenza della pk 3+230.

L'opera in esame è prevista nell'ambito dell'adeguamento della SS87 in direzione di Campobasso per un'estesa di circa 3.400 m in comune di Campolieto.

L'opera in oggetto è realizzata con pali  $\Phi 800$  accostati con passo di 1 m l'uno dall'altro, sormontati da un cordolo di testa di 1,00 mx 1,00 m su cui è ancorata la barriera di sicurezza.

La lunghezza complessiva dell'opera è pari a circa 61 m.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, secondo quanto previsto dal D.M. 17-01-2018.

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e alla modalità d'impiego, la struttura in oggetto viene considerata appartenente al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale  $V_N = 50$  anni.

La classe d'uso dell'opera si pone al tipo IV: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità"; da cui discende che il periodo di riferimento per l'azione sismica è  $VR = V_N \times C_U = 100$  anni.

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

**1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA**

L'opera da dimensionare, riguardanti Paratie di Pali  $\phi 800$ , ha la seguente funzione:

- 1) Opera definitiva sul ciglio della strada S.S.87 a protezione del fabbricato sottostante in cui l'altezza libera della paratia è pari a circa 2.00 m.

Nel seguito si riporta uno stralcio planimetrico con relativa sezione trasversale della paratia nella zona in questione.

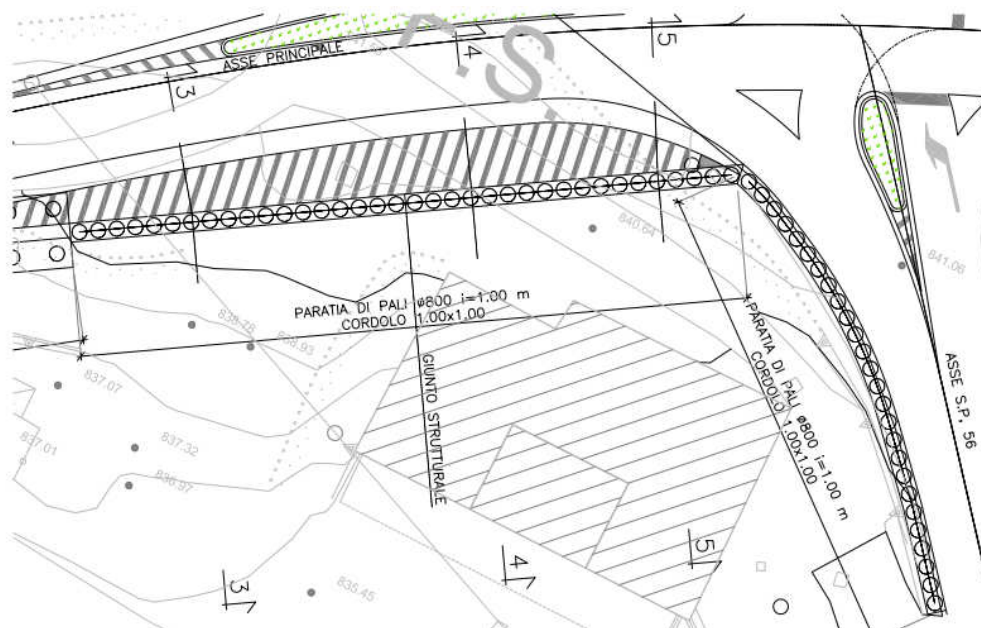


Fig. 1.1 - Stralcio Planimetrico Paratia pali ciglio dx

L'opera è costituita da una paratie in dx rispetto alla S.S.87 realizzata con pali  $\Phi 800$  ad interasse di 1.00 m, con altezza libera pari a 2.00 m ; di seguito si riporta la sezione tipologica trasversale:

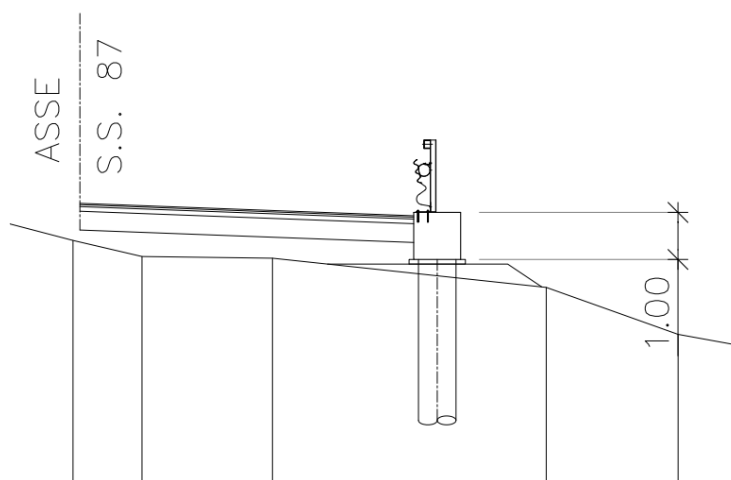


Fig. 1.2 - Sezione tipologica dell'opera

Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici specifici dell'opera.

## 2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano qui di seguito le caratteristiche prestazionali dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione delle opere provvisorie di imbocco, secondo la normativa in vigore e con riferimento al metodo di calcolo agli stati limite.

### Calcestruzzo per pali:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	32 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC2
Copriferro minimo getti in opera	60 mm

### Calcestruzzo per cordoli:

Tipo (secondo UNI EN 206-1):	C25/30
Resistenza cubica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck, cube} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cilindrica caratteristica (t=28 gg):	$f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico secante:	$E_{cm} = 31.447 \text{ N/mm}^2$
Classe di consistenza:	S5
Rapporto massimo acqua / cemento	$A/C \leq 0.50$
Diametro massimo inerti:	30 mm
Classe di esposizione ambientale:	XC4
Copriferro minimo getti in opera	50 mm

La scelta del copriferro minimo di progetto  $c_{min}$  dei getti in opera inteso come lo spessore minimo del ricoprimento dello strato di calcestruzzo a protezione dei ferri d'armatura è stata determinata in base a quanto indicato nella circolare Esplicativa, tenendo conto della classe di esposizione ambientale e della classe del Calcestruzzo prevista.

Nello specifico, tenendo conto della classe di esposizione ambientale peggiore, si è evidenziato una Classe di Esposizione XC4 e pertanto Condizioni Ambientali "Aggressive".

In relazione a quanto riportato in tabella 4.1.III del DM 17.01.18 e in tabelle C4.1.IV della circolare applicativa, per le classi di calcestruzzo previste è prescritto un copriferro minimo  $c_{min} \geq 30 \text{ mm}$ . A tale valore va aggiunta una tolleranza di posa di 10 mm e per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm.

In definitiva ai fini progettuali si è assunto  $c=(35+10+5)=50 \text{ mm}$  per i cordoli così come riportato all'interno della tabella materiali (C25/30 - barre da c.a. altri elementi), e  $c=(35+10+5)=50 \text{ mm}$  (in favore di sicurezza si adotta 60 mm) per i pali così come riportato all'interno della tabella materiali (C25/30- barre da c.a. altri elementi)

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab 4.1.III – DM 17.01.18

Tabella C4.1.IV - Copriferrini minimi in mm

C <sub>min</sub>	C <sub>o</sub>	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>	C ≥ C <sub>o</sub>	C <sub>min</sub> < C < C <sub>o</sub>
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Tab C4.1.IV – Circolare n° 7/19

Acciaio per cemento armato

Tipo:

B 450 C

Tensione caratteristica di rottura a trazione:

$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di snervamento:

$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$

Tensione di calcolo ( $\gamma=1.15$ ):

$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico:

$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$

## PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

La redazione della presente relazione è stata condotta nel rispetto della normativa in vigore, in particolare:

- D. Min. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7: Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- CNR 10011/97, "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione";
- CNR 10016/2000, "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni";
- CNR 10018/1999, "Apparecchi d'appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l'impiego";
- CNR 10030/93, "Anime irrigidite di travi a parete piena";
- UNI EN 1991-1-5:2004 "Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche";
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";
- UNI EN 1993-1-1:2005, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1993-1-5:2007, "Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra";
- UNI EN 1994-2:2006, "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti";
- UNI EN 1998-2:2006, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";
- Model Code 1990, CEB-FIP.
- Capitolato ANAS: "Norme tecniche per l'esecuzione del contratto", 2018.

#### 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati alle verifiche in esame si è fatto riferimento ai risultati forniti dallo studio geologico e geotecnico del progetto definitivo.

In sede di progettazione sono state assunte le seguenti stratigrafie di calcolo e relativi parametri geotecnici caratteristici:

Unità	Da [m]	a [m]	$\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Parametri drenati			Parametri non drenati	
				$c'$ [kPa]	$\phi$ [°]	$M_{DS}$ [MPa]	$c_u$ [kPa]	$E_u$ [MPa]
Strato 1	0	5	19	4	22	7.5	50	10
Strato 2	5	10	19	4	24	30	200	50
Strato 3	10	-	19	20	24	45	300	75

La falda è stata rilevata a circa 2 m dal p.c. originario.

Per le caratteristiche geotecniche del rilevato, che si estende per circa 1 m al di sopra del p.c. originario, si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3;$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$E' = M_{DS} = 30 \text{ MPa}$$



## 5 CRITERI GENERALI DI ANALISI DELLE PARATIE

### 5.1 METODOLOGIA DI CALCOLO

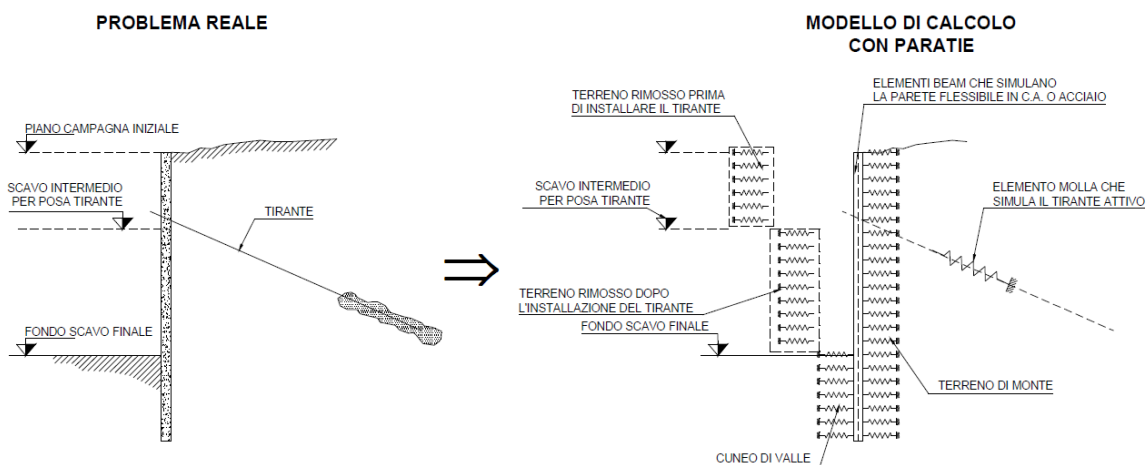
Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro (scavi e/o eventuale inserimento degli elementi di contrasto), è necessario l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Le analisi finalizzate al dimensionamento delle paratie trattate nell'ambito del presente documento, sono state condotte con il programma di calcolo "Paratie Plus" della HarpaCeas s.r.l. di Milano Version 2021.0. Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato con delle molle secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".



Al fine di ottenere informazioni attendibili sull'entità delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle paratie è necessario poterne seguire il comportamento durante le principali fasi esecutive.

A tal riguardo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno. Inoltre, è possibile modellare eventuali elementi di sostegno della paratia (tiranti, puntoni) con molle dotate di opportuna rigidità.

In particolare, la paratia è schematizzata attraverso un diaframma di spessore equivalente ricavato attraverso la seguente espressione:

$$s_{eq} = \sqrt[3]{12E_m J_p}$$

dove:

$E_m$  modulo elastico del materiale costituente la paratia

$J_p$  inerzia della sezione della paratia

Il terreno si comporta come un mezzo elastico sino a che il rapporto tra la tensione orizzontale efficace ( $\sigma'_h$ ) e la tensione verticale efficace ( $\sigma'_v$ ) risulta compreso tra il coefficiente di spinta attivo ( $k_a$ ) e passivo ( $k_p$ ), mentre quando il rapporto è pari a  $k_a$  o a  $k_p$  il terreno si comporta come un mezzo elasto-plastico.

Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive.

I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle. Per un letto di molle distribuite la rigidezza di ciascuna di esse,  $k$ , è data da:

$$k = E / L$$

ove  $E$  è un modulo di rigidezza del terreno mentre  $L$  è una grandezza geometrica caratteristica. Poiché nel programma PARATIE le molle sono posizionate a distanze finite  $\Delta$ , la rigidezza di ogni molla è:

$$K = \frac{E\Delta}{L}$$

Il valore di  $\Delta$  è fornito dalla schematizzazione ad elementi finiti.

Il valore di  $L$  è fissato automaticamente dal programma. Esso rappresenta una grandezza caratteristica che è diversa a valle e a monte della paratia perché diversa è la zona di terreno coinvolta dal movimento in zona attiva e passiva.

Si è scelto, in zona attiva (uphill):

$$L_A = \frac{2}{3} \ell_A \tan(45^\circ - \phi' / 2)$$

e in zona passiva (downhill):

$$L_P = \frac{2}{3} \ell_P \tan(45^\circ + \phi' / 2)$$

dove  $\ell_A$  ed  $\ell_P$  sono rispettivamente:

$$\ell_A = \min\{l, 2H\};$$

$$\ell_P = \min\{l - H, H\}$$

con

$l$  = altezza totale della paratia

$H$  = altezza corrente dello scavo.

La logica di questa scelta è illustrata nella pubblicazione di Becci e Nova (1987). Si assume in ogni caso un valore di  $H$  non minore di 1/10 dell'altezza totale della parete.

Il programma consente di seguire le fasi evolutive degli scavi a valle dell'opera, determinando, per ciascuna fase di scavo prevista, la deformata dell'opera e le sollecitazioni e gli stati tensionali nel terreno con essa interagente.

Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua

In generale, la pressione  $\sigma'_h$  che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di  $\sigma'_h$  stessa ovvero dipende dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la  $\sigma'_h$  sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_a \sigma'_v - 2c' \sqrt{k_a} \quad \text{pressione attiva}$$

dove:

$k_a$  è il coefficiente di spinta attiva

$\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace

$c'$  è la coesione efficace

In condizioni statiche,  $k_a$  è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido  $\phi'$ , dell'angolo di attrito  $\delta$  fra struttura e terreno (nelle analisi  $\delta = 0.50 \phi'$ ) dell'inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale del paramento di monte della struttura di sostegno (nelle analisi  $\psi = 90^\circ$ ) e dell'inclinazione  $\beta$  rispetto all'orizzontale del versante a tergo dell'opera. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di  $k_a$ , nel caso di condizioni stratigrafiche omogenee e di cunei di spinta non influenzati dall'andamento della falda lungo il pendio, poiché formulazioni più complesse come ad esempio il modello a spirale logaritmica (cfr. Figura 1) non portano a risultati più accurati, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1776] che considera una superficie di rottura piana:

$$k_a = \frac{[\sin(\psi + \phi')]^2}{(\sin \psi)^2 \sin(\psi - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso monte (aumento della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la  $\sigma'_h$  sul paramento di monte può essere calcolata come:

$$\sigma'_h = k_p \sigma'_v + 2c' \sqrt{k_p} \quad \text{pressione passiva}$$

dove:

$k_p$  è il coefficiente di spinta passiva

$\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace

$c'$  è la coesione efficace

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre  $k_p = k_p(\phi', \psi, \beta, \delta)$ . Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di  $k_p$ , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948]. La superficie potenziale di scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Tale coefficiente viene determinato dall'interpolazione polinomiale delle spirali logaritmiche fornite sperimentalmente da [Caquot-Kerisel, 1948], riportate in Figura 1.

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

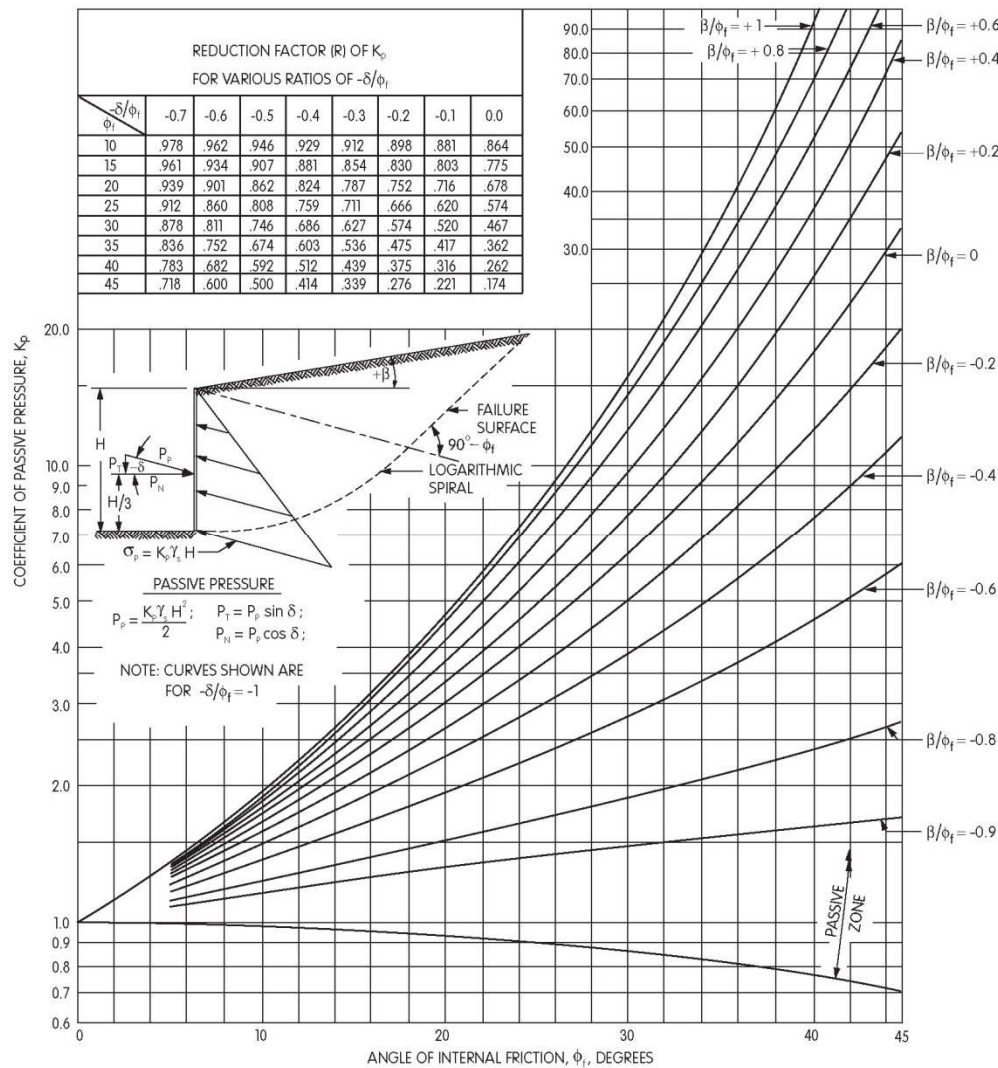


Figura 1– modello a spirale logaritmica per il calcolo dei coefficienti di spinta

Pertanto, in generale, nel caso di strutture di sostegno flessibili, eventualmente contrastate da elementi strutturali attivi o passivi messi in opera in fasi successive, sul paramento di monte agirà la pressione attiva e su quello di valle la pressione passiva.

Nel caso di strutture molto rigide, incapaci di subire spostamenti sufficienti a mobilitare la pressione attiva o quella passiva, la pressione  $\sigma'_h$  esercitata dallo scheletro solido sull'opera di sostegno può essere calcolata come la pressione in condizioni geostatiche:

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v \quad \text{pressione a riposo}$$

dove:

$k_0$  è il coefficiente di spinta a riposo;

$\sigma'_v$  è la tensione verticale efficace.

Secondo la relazione di [Kulhawy et al., 1989]  $k_0$  dipende dalla resistenza del terreno e dal rapporto di sovraconsolidazione del terreno O.C.R.:

$$k_0 = k_0^{nc} (OCR)^m$$

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

dove:

$k_{0nc}$  è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a  $(1 - \tan \phi')$ ;

$m$  è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

In generale, per strutture di sostegno impermeabili senza sistemi di drenaggio a monte, alla pressione esercitata dallo scheletro solido deve essere sommata la pressione esercitata dall'acqua.

In condizioni drenate (regime stazionario), che sono le condizioni a vantaggio di sicurezza nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), la pressione dell'acqua (pressione neutra) nei pori è indipendente dalla deformazione dello scheletro solido (disaccoppiamento meccanico-idraulico). Pertanto, nell'ipotesi semplificativa che il flusso nell'intorno della paratia si sviluppi prevalentemente in direzione verticale il calcolo della pressione neutra  $p$  alla quota  $z$  può essere condotto considerando che il prodotto fra permeabilità  $k$  e perdita di carico  $i$  è costante (principio di conservazione della massa applicato alla legge di Darcy) ovvero, che in ciascun tratto omogeneo (permeabilità  $k$  costante), di spessore  $L = z - z_0$ , la perdita di carico  $i$  è costante:

$$p = p_0 - \gamma_w (1 + i)(z - z_0) \quad \text{pressione neutra}$$

$p_0$  è la pressione all'inizio di ciascun tratto omogeneo ovvero  $p(z = z_0)$

$\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua

$$i = \frac{-\Delta h}{L} = - \frac{[h(z) - h(z_0)]}{z - z_0}$$

$i$  è la perdita di carico

$z$  è la quota, positiva verso l'alto, alla quale si calcola  $p$

## **6 SOLUZIONI PROGETTUALI**

L'opera di sostegno del rilevato stradale è costituita da pali con diametro di perforazione  $\Phi = 800$  mm, posti ad interasse  $i = 1.00$  m e collegati in testa da una trave di coronamento in c.a.;

Si riportano nel seguito le principali fasi esecutive rilevanti dal punto di vista dei calcoli per le verifiche delle opere di sostegno:

- FASE 0. Preparazione del piano di lavoro ed esecuzione degli sbancamenti a monte della paratia;
- FASE 1. Esecuzione dei pali e del cordolo di testa;
- FASE 2. Esecuzione dello scavo fino alla quota di progetto;

## 7 CRITERI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 17-01-2018

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso delle Paratie di Sostegno.

### 7.1 METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 17/01/18, con i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_k$  e  $F_k$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. I frattili sono stati assunti pari al 5%.

La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi* e Stati Limite di Esercizio.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli *stati limite ultimi* di resistenza è stata effettuata con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_M R_k, \frac{X_k}{\gamma_{Rk}}, \alpha_k \right]$$

Il coefficiente  $\gamma_R$  opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{M_i}$  e  $\gamma_{F_j}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{d_j} = F_k \gamma_{F_j}$  delle azioni, dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto ad:

$$E_d = E \left[ \gamma_M R_k, \frac{X_k}{\gamma_{Rk}}, \alpha_k \right]$$

L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \gamma_E$  con  $\gamma_E = \gamma_F$ :

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ R_k, \frac{X_k}{\gamma_{Rk}}, \alpha_k \right]$$

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 17.01.18, la verifica della condizione  $R_d > E_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti:

A1+M1+R3

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido;

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali, compresi gli elementi di fondazione e tutti gli altri elementi strutturali che eventualmente interagiscono con il terreno;

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento)

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 17.01.18 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti  $G_1$ ;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali  $G_2$ ;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P = 1,0$ .

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nei capitoli successivi con riferimento a particolari azioni specifiche.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre di seguito sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che



attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 17.01.18, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa, di seguito riportati per completezza:

### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{G1}$  e  $\gamma_{G2}$  sono dati nel § 2.6.1.

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc..).

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

## 7.2 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DI PARATIE

Per le paratie, al § 6.5.3.1.2 del DM 17.01.18 viene specificato che si devono considerare almeno i seguenti Stati Limite Ultimi, accertando che la condizione  $R_d > E_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

*SLU di tipo geotecnica (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*

- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale (il calcolo viene omesso poichè la struttura ha la funzione di sostegno della spinta orizzontale);
- instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- Verifica al sifonamento (viene omessa perché siamo in presenza di terreni coerenti)

*SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
- raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17.01.18; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio I considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+ M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Con riferimento infine agli Stati Limite di Esercizio, bisogna controllare che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di eventuali manufatti adiacenti, oltre che verificare, nei riguardi degli aspetti strutturali, la compatibilità degli stati tensionali dei materiali costituenti l'opera.

In aggiunta a quanto sopra, al § C6.5.3.1.2 della Circolare Applicativa n 7/2019 viene inoltre specificato quanto segue:

*Per il dimensionamento geotecnico delle paratie, le analisi possono essere condotte con la Combinazione 2 (A2+M2+R1),*

*Per la verifica degli elementi strutturali (STR), le analisi può essere condotta con riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1).*

### **7.3 VERIFICHE DI STABILITÀ LOCALE**

Nell'ambito delle verifiche finalizzate al controllo della stabilità locale dell'opera di sostegno, bisogna analizzare i seguenti due potenziali meccanismi.

- 1) - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- 2) - collasso per carico limite verticale verticale (il calcolo viene omesso poiché la struttura ha la funzione di sostegno della spinta orizzontale);

Potendo ritenere non significativa per il caso delle opere in oggetto la verifica 2, si è proceduto a controllare il meccanismo di cui al punto 1, in termini di massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva (GR) nell'ambito delle varie fasi caratteristiche di scavo e/o completamenti previsti, controllando il rispetto della seguente condizione:

$$G_m = kP_{mob}^{max} / k_p \leq 1$$

$kP_{mob}^{max}$  = massimo rapporto tra la tensione orizzontale del terreno in zona passiva e la tensione verticale efficace nel medesimo punto

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva locale di progetto, valutato in base ai parametri caratteristici dei terreni fattorizzati secondo i coefficienti M1/M2 in relazione alla generica combinazione analizzata secondo specifiche di cui già al precedente §7.1

### **7.4 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE**

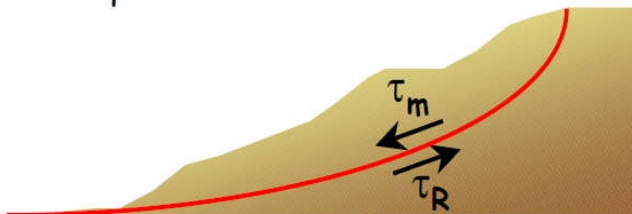
Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa.

Nello specifico, le Analisi sono state effettuate mediante i metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui, Fellenius, Bishop, Janbu, Morgestern-Price, ecc.

In generale, ciascuno metodo va alla ricerca dei potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di Bishop, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica.

Il DM 17.01.18 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei "Fronti di Scavo e rilevati"; nel seguito si riportano dunque, per maggiore chiarezza espositiva, le specifiche normative a riguardo

Il punto 6.8.2 del DM 17.01.18 e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto quanto di seguito:

Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale "R2" da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

In zona sismica il valore del coefficiente parziale "R2" è pari a 1.2 (NTC2018: §7.11.4)

Per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse e sui coefficienti di spinta del terreno, si è fatto riferimento al metodo pseudo-statico previsto al punto 7.11.3.5.2 - "Metodi di Analisi" - delle

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

NTC2018 secondo il quale, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ ).

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Di seguito sono riportati i valori di  $\beta_s$  considerati per i fronti di scavo (utilizzati nelle analisi globali), e per le paratie, in accordo a quanto indicato nella NTC2018.

Tabella – Coefficienti dell'accelerazione massima attesa al sito – Fronti di scavo e rilevati

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.3	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.2	0.2

Per le opere di sostegno  $\beta_s = 0.38$ .

## 7.5 VERIFICHE STRUTTURALI

Vengono condotte le seguenti verifiche:

- Verifiche dello stato limite di esercizio nei confronti dello stato tensionale, fessurativo e deformativo della struttura;
- Verifica dello stato limite di collasso nei confronti della determinazione della capacità resistente delle singole membrature;

Le verifiche di resistenza SLE per CU III di cui al §7.3.6 NTC2018 vengono condotte, in favore di sicurezza allo SLV anziché allo SLD, e la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento sostanzialmente elastico così come definito al punto 4.1.2.3.4.2. delle NTC2018 per strutture a comportamento non dissipativo.

Lo stato limite di fatica, ovvero il controllo delle variazioni tensionali indotte da carichi ripetuti, e lo stato limite di vibrazione, ovvero assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort, vengono omesse in quanto la struttura non presenta elementi sensibili a tali fenomeni.

### 7.5.1 Verifica SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle Combinazioni di Calcolo allo SLE, il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo attesa, secondo quanto di seguito specificato:

#### 7.5.1.1 Verifiche delle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, quelli di seguito indicati, in accordo alle prescrizioni della normativa vigente:

Per il caso in esame risulta in particolare:

**CALCESTRUZZO**

$$\sigma_{\max QP} = (0,45 f_{ck}) = 11.20 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\max R} = (0,60 f_{ck}) = 14.94 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

**ACCIAIO**

$$\sigma_{f\max} = (0,80 f_{yk}) = 360 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica (Rara)})$$

#### 7.5.1.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

## **PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è pari a:  
 $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per combinazione delle azioni (SLE-Frequente);  
Il calcolo dell'ampiezza delle fessure è effettuato secondo la procedura indicata nel §C4.1.2.2.4.5 dell  
Circolare n.7/19 del DM 17/01/2018.

### **7.5.1.3 Verifiche di deformabilità**

Si verifica che la deformata massima della paratia in fase sismica sia:

$d_{\max, \text{sis}} = 0.005L$  con  $L =$  altezza totale della paratia

## 8 PARATIE PALI $\Phi 800$ : ANALISI E VERIFICHE

Nel presente paragrafo si riportano i risultati delle analisi e verifiche condotte per la paratia di pali prevista. Il calcolo fa riferimento alla sezione come di seguito illustrata:

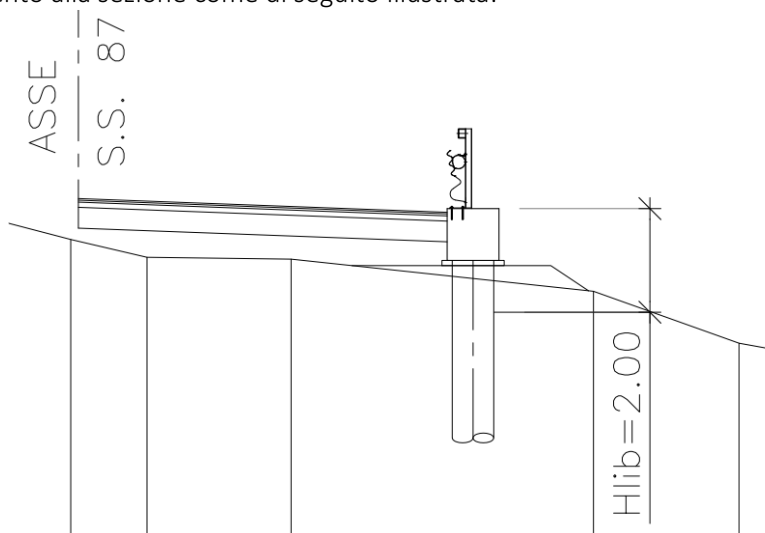


Figura 8.1 - Sezioni di calcolo

### 8.1 SEZIONE DI CALCOLO

La sezione oggetto di studio è una paratia a sbalzo, caratterizzata da un'altezza libera di 2.00 m. Sono di seguito riportate le principali caratteristiche dell'opera di sostegno e del modello geotecnico utilizzati per le analisi di verifica.

Viene presentato in primo luogo il modello implementato nel software Paratie Plus con la sequenza delle fasi di lavorazione previste, e successivamente i risultati in termini di sollecitazione e verifiche strutturali e geotecniche da effettuare ai sensi di quanto prescritto dalla Normativa secondo quanto già descritto nei paragrafi precedenti.



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

**8.1.1 Modello numerico**

La Figura 8.2 mostra la sezione modellata mediante l'applicazione di un carico fittizio equivalente, su un piano campagna simulato orizzontale. La falda viene posta ad un 3 m dalla testa della paratia

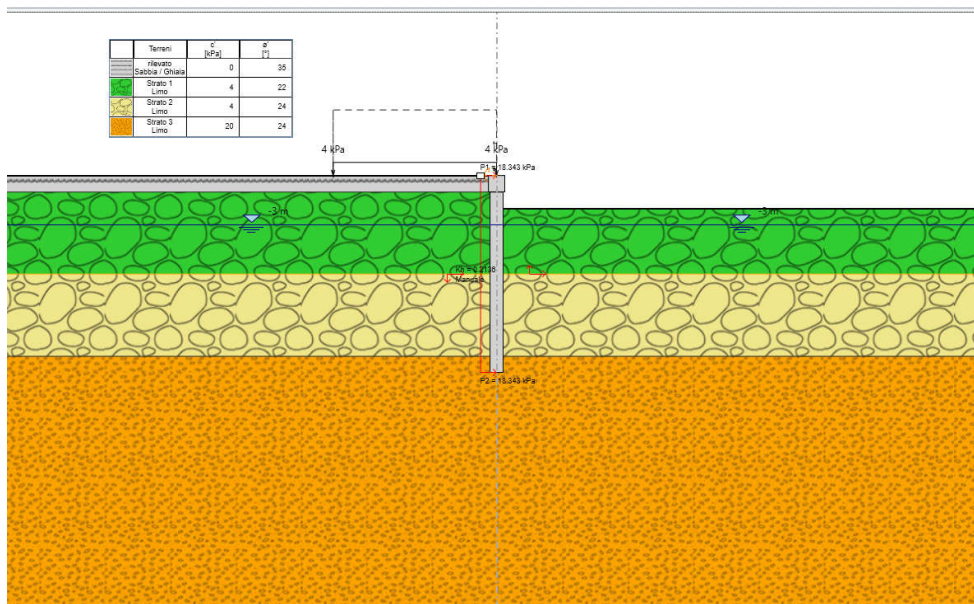


Fig. 8.2 – Modello di calcolo

Sono di seguito descritte le principali caratteristiche della struttura e del modello geotecnico per le analisi di verifica.

Tipologia struttura di sostegno	Paratia di pali di diametro $\varnothing = 800$ mm, posti ad interasse $i = 1.0$ m;
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 12.00$ m ( $H_{palo} = 11$ m + $H_{cord+muro} = 1.00$ m)
Altezza libera paratia	$H = 2.00$ m
Inclinazione del piano campagna a monte	terreno naturale orizzontale
Inclinazione del piano campagna a valle	$0^\circ$
Sovraccarichi permanenti a monte	-
Sovraccarichi permanenti a valle	-
Sovraccarichi variabili a monte	$Q_{1,k} = 20$ kPa, estensione 10.00 m
Sovraccarichi variabili a valle	-

Tabella 8.1 - Caratteristiche geometriche della sezione di calcolo

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

I parametri geotecnici adottati nelle analisi variano a seconda della combinazione di riferimento adottata in considerazione della specifica verifica prevista dal D.M. 17/01/2018 così come riportato nel prospetto che segue.

Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	$\gamma$	$c'd$	$\varphi'd$	$\delta$	$E'$	$E'_{ur}$	$k_0$	$K_{ah}$	$K_{ph}$
			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(°)	(MPa)	(MPa)	(-)	(-)	(-)
Rilevato (da testa paratia a -1.00 m)	M1	SLU	20	0	35	23.35	30	45	0.426	0.224	6.511
		SLV				0				-	-
	M2	SLU		0	29.25	19.50			0.511	0.288	4.419
		SLV				0				-	-
Strato 1 (da -1.0 a -6.00 m)	M1	SLU	19	4	22	14.67	7.5	11.25	0.625	0.392	2.879
		SLV				0				-	-
	M2	SLU		3.2	17.91	11.95			0.692	0.465	2.314
		SLV				0				-	-
Strato 2 (da -6.0 a -11.0 m)	M1	SLU	19	4	24	16.00	30	45	0.593	0.36	3.222
		SLV				0				-	-
	M2	SLU		3.2	19.60	13.07			0.664	0.433	2.529
		SLV				0				-	-
Stato 3 (da -11.0 in poi)	M1	SLU	19	20	24	16.00	45	67.5	0.593	0.36	3.222
		SLV				0				-	-
	M2	SLU		16	19.60	13.07			0.664	0.433	2.529
		SLV				0				-	-

$\gamma$  = peso dell'unità di volume  
 $c'd$  = coesione efficace (valore di calcolo)  
 $\varphi'd$  = angolo di resistenza al taglio (valore di calcolo)  
 $\delta$  = angolo d'attrito struttura/terreno  
 $E'$  = modulo di Young  
 $E'_{ur}$  = modulo di Young (scarico/ricarico)  
 $k_0$  = coefficiente di spinta a riposo  
 $K_a$  = coefficiente di spinta attiva  
 $K_p$  = coefficiente di resistenza passiva

Tabella 8.2 – Parametri geotecnici di calcolo.

Con riferimento alla valutazione del coefficiente sismico orizzontale  $k_h$ , i valori di  $\alpha$  e  $\beta$  sono stati assunti rispettivamente pari a 1.0 e 0.391 avendo considerato un sottosuolo di tipo C e uno spostamento massimo ammissibile  $\mu_s$  pari a  $0.005 \times 12 = 0.06$  m (cfr. § 7.11.6.3.2 del D.M. 17/01/2018).

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell'opera.

L'incremento di spinta del terreno, dovuto all'azione sismica, valutato secondo la teoria di Mononobe-Okabe e agente direttamente sulla paratia secondo una distribuzione uniforme sull'intera altezza dell'opera

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Sezione di calcolo	H (m)	Terreno	Gruppo coeff. parziali	Condizione	Categoria sottosuolo	$\alpha$	us	$\beta$	Kh	KahE	KphE	
						(-)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	
1	12	Ril.	M1	SLV	C	1	0.06	0.588	0.2136	0.318	-	
		Strato 1	M1	SLV		1	0.06	0.588	0.2136	1.068	-	2.601
		Strato 2	M1	SLV		1	0.06	0.588	0.2136	1.068	-	0.918
		Strato 3	M1	SLV		1	0.06	0.588	0.2136	0.479	-	0.918
											1.795	

$\alpha$  = coefficiente di deformabilità (Figura 7.11.2 del DM 17/01/2018)  
 us = spostamento ammissibile  
 $\beta$  = coefficiente di spostamento (Figura 7.11.3 del DM 17/01/2018)  
 Kh= coefficiente di spinta sismico orizzontale KahE= coefficiente di spinta attiva orizzontale  
 KphE= coefficiente di resistenza passiva orizzontale

Tabella 8.3 – Parametri per l’analisi sismica.

Le strutture componenti l’opera sono state modellate all’interno del software come segue:

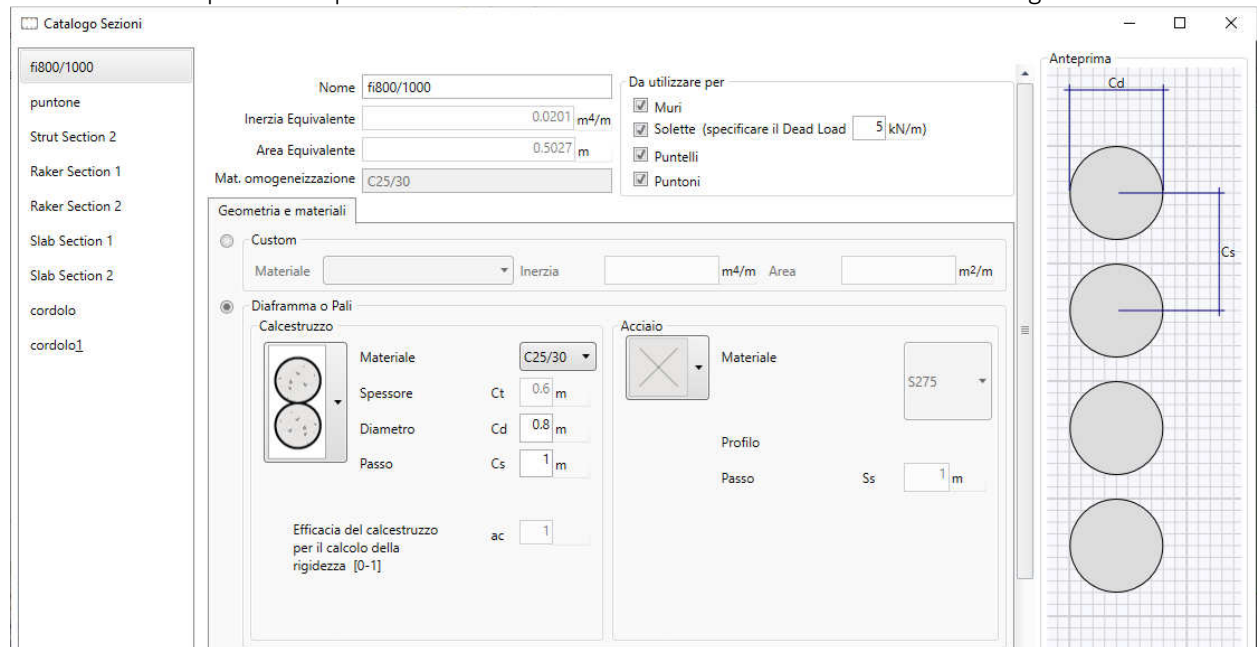


Figura 8.3 - Caratteristiche dei micropali inserite in Paratie Plus

Si sottolinea che i coefficienti di spinta sono stati determinati considerando orizzontale il piano campagna a monte dell’opera.

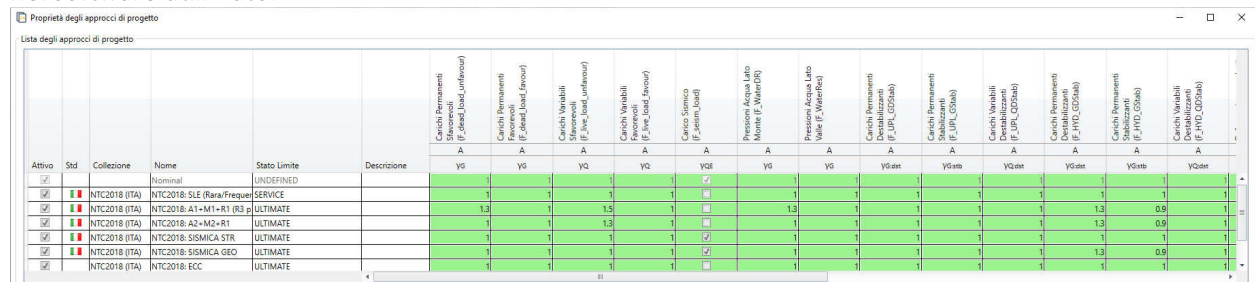
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

In testa alla paratia viene considerato anche l'urto di un veicolo in svio che, urtando contro una barriera di sicurezza, esercita sulla paratia un'azione orizzontale trasversale. Pertanto, come definito al capitolo 3.6.3.3 del D.M 17 gennaio 2018, il muro deve essere dimensionato per un'azione orizzontale trasversale non inferiore a 100 kN applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1, h2, dove h1 = (altezza del guardrail – 0,10 m), h2 = 1,00 m.

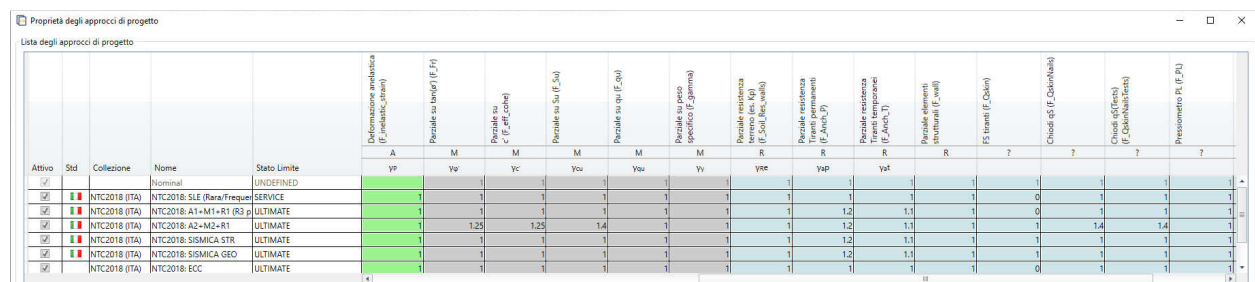
Si riportano, infine, le fasi di calcolo in cui è articolata l'analisi numerica:

- STAGE 0. Inizializzazione dello stato tensionale geostatico;
- STAGE 1. Simulazione della paratia di pali  $\Phi 800/1.0$  m con relativi cordoli di testa e applicazione del carico variabile  $Q1=20$  kPa (rappresentativo dell'accidentale stradale);
- STAGE 2. Scavo di ribasso fino a quota -2,00 m rispetto alla testa dell'opera;
- STAGE 3. Applicazione dell'azione di urto di veicolo in svio in testa alla paratia: ( $F_u=100/1.25=80$  kN/m;  $M=F_u \cdot h_u=80 \cdot (1-0.07) = 74.4$  kNm/m, con 1.25 passo dei montanti della barriera e "h<sub>u</sub>" altezza di applicazione dell'urto dalla testa del cordolo.
- STAGE 4. Applicazione dell'azione sismica come definita in Tabella 8.3 e applicazione del carico variabile  $Q1=4$  kPa (accidentale sisimco).

Si precisa infine che le Analisi sono state svolte, tenendo conto delle specifiche della Normativa come già richiamate ai precedenti paragrafi, secondo l'Approccio 1, analizzando tutte le combinazioni prescritte dalla Normativa per l'analisi di Paratie di Sostegno in fase statica che nel seguito si riportano come implementate nel software utilizzato:



Attivo	Stl	Collezione	Nome	Stato Limite	Descrizione	Carichi Permanenti Sifonevoli (F_sifonevoli)		Carichi Permanenti Rovinevoli (F_sifonevoli)		Carichi Variabili Sifonevoli (F_sifonevoli)		Carichi Variabili Rovinevoli (F_sifonevoli)		Carico Sismico (F_sismico)		Pressione Acqua Lato Muro (F_p_muro)		Pressione Acqua Lato Vaso (F_p_vaso)		Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_D02ab)		Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_D02ab)		Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_D02ab)		Carichi Variabili Stabilizzanti (F_UPL_D02ab)		Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_D02ab)	
						A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG	A	YG
<input checked="" type="checkbox"/>			Nominal	UNDEFINED																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SLE (Rava/Frequen	SERVICE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: A1+M1+R1 (R3 p	ULTIMATE		1.2																							
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: A2+M2+R1	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SISMICA STR	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SISMICA GEO	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: ECC	ULTIMATE																									



Attivo	Stl	Collezione	Nome	Stato Limite	Descrizione	Deformazione ammissibile (F_ammittibile)		Resistenza su tiranti (F_s)		Resistenza su cune (F_c)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)		Resistenza su (F_s)	
						A	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M	M
<input checked="" type="checkbox"/>			Nominal	UNDEFINED																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SLE (Rava/Frequen	SERVICE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: A1+M1+R1 (R3 p	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: A2+M2+R1	ULTIMATE			1.25	1.25	1.4																				
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SISMICA STR	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: SISMICA GEO	ULTIMATE																									
<input checked="" type="checkbox"/>	NTC2018 (ITA)		NTC2018: ECC	ULTIMATE																									

Combinazioni ed approcci di progetto utilizzati nelle Analisi

- Comb. SLE → (Verifiche stato tensionale/fessurativo/spostamenti/deformazioni)
- Comb. A1-M1-R1(STR) → (Verifiche strutturali allo SLU in fase statica e sismica)
- Comb. A2-M2-R1 (GEO)→ (Verifiche geotecniche allo SLU in fase statica e sismica)
- Comb. Ecc → (Verifiche strutturali allo SLU in condizione di urto)

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

**8.1.2 Risultati delle analisi**

I risultati delle analisi sono di seguito descritti in sintesi ed illustrati in maggior dettaglio nell'allegato pertinente (All. [1]).

**8.1.2.1 Verifiche spostamenti**

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla funzionalità dell'opera. A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (stage 4) in termini di deformata dell'opera:

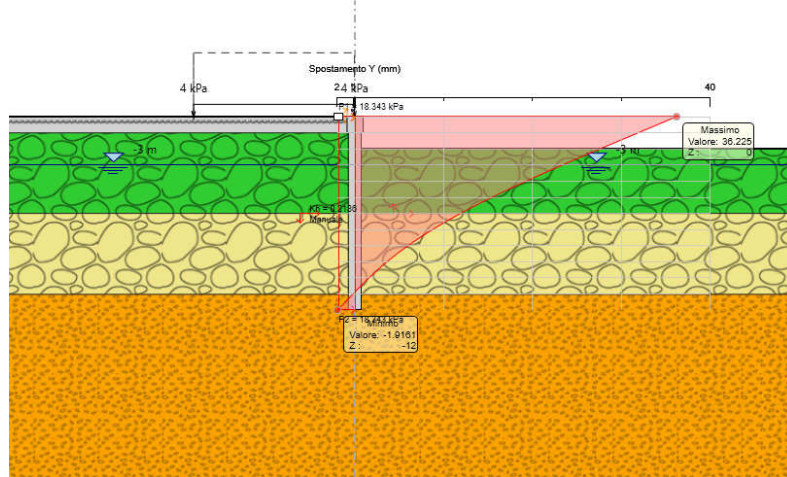


Figura 8.4 - Risultati dell'analisi GEO: diagramma degli spostamenti

Dal grafico seguente la deformata in fase sismica (GEO) risulta essere pari a:

$$d=37 \text{ mm} < d_{\text{max, sis}} =60 \text{ mm}$$

Pertanto, la verifica di deformabilità risulta accettabile.



### 8.1.2.2 Verifiche SLU GEO

#### Verifica del complesso opera – terreno

La verifica è finalizzata a garantire il corretto dimensionamento dell'opera con particolare riferimento alla profondità di infissione della paratia. A tale scopo, nei prospetti che seguono, sono riportati gli output relativi alle fasi finali dell'analisi statica (stage 3) e in fase sismica (stage 4) in termini di percentuale di spinta passiva mobilitata.

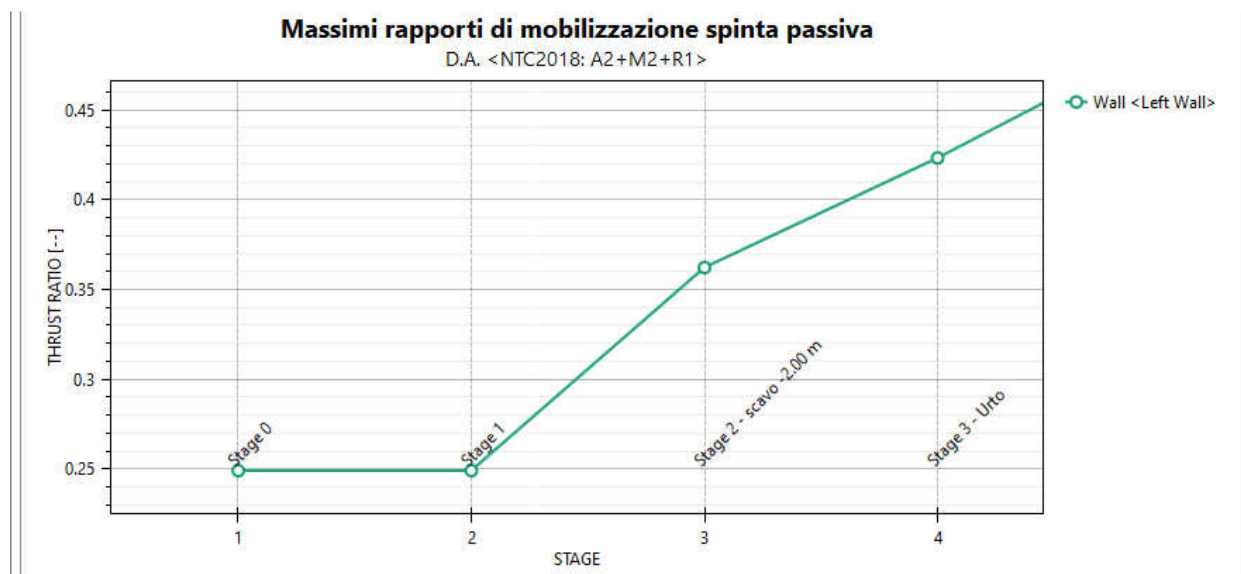


Figura 8.5 - Risultati dell'analisi SLU-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0.43

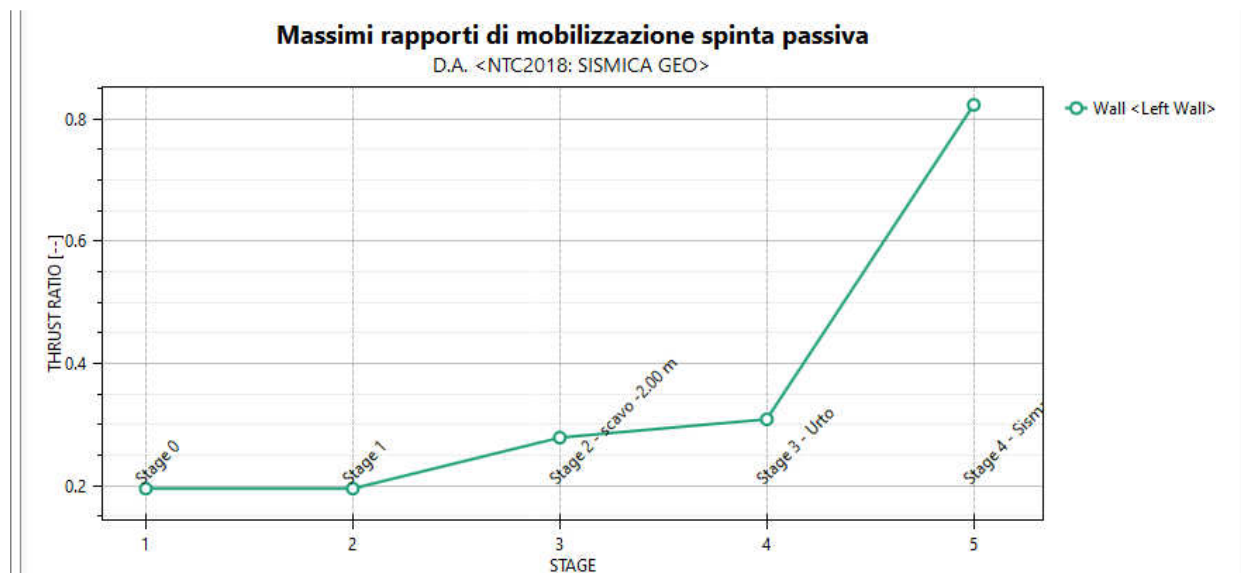


Figura 8.6 - Risultati dell'analisi SLV-GEO: Riepilogo delle spinte: spinta reale efficace/spinta passiva = 0.83

La percentuale di spinta passiva mobilitata, per la paratia più sollecitata, è pari al 43% in condizione statica e pari a 83 % in condizione sismica.

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

8.1.2.3 Verifiche SLU STR

Verifica dell'elemento strutturale costituente la struttura di sostegno

Nei prospetti che seguono, per le combinazioni STR statica, sismica e SLE\_rara, si riportano gli involuppi degli andamenti delle caratteristiche della sollecitazione a ml sulla paratia di pali ed i valori numerici relativi alle sezioni di sollecitazioni massime, scelte come rappresentative per le verifiche strutturali.

Condizione	Fase di calcolo	Soll. Max.	Quota	MSd	NSd	TSd
[-]	[-]	[-]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
SLU-urto	Stage 3	Momento/Taglio	-4.8	401.11	/	96.02
SLV	Stage 4	Momento/Taglio	-7.4	255.11	/	96.67
SLE rara	Stage 2	Momento/Taglio	-6.6	48.82	/	/

Tabella 8.4- Sollecitazioni allo SLU, SLV nella combinazione A1+M1+R1 e SLE rara

Lo sforzo normale viene trascurato.

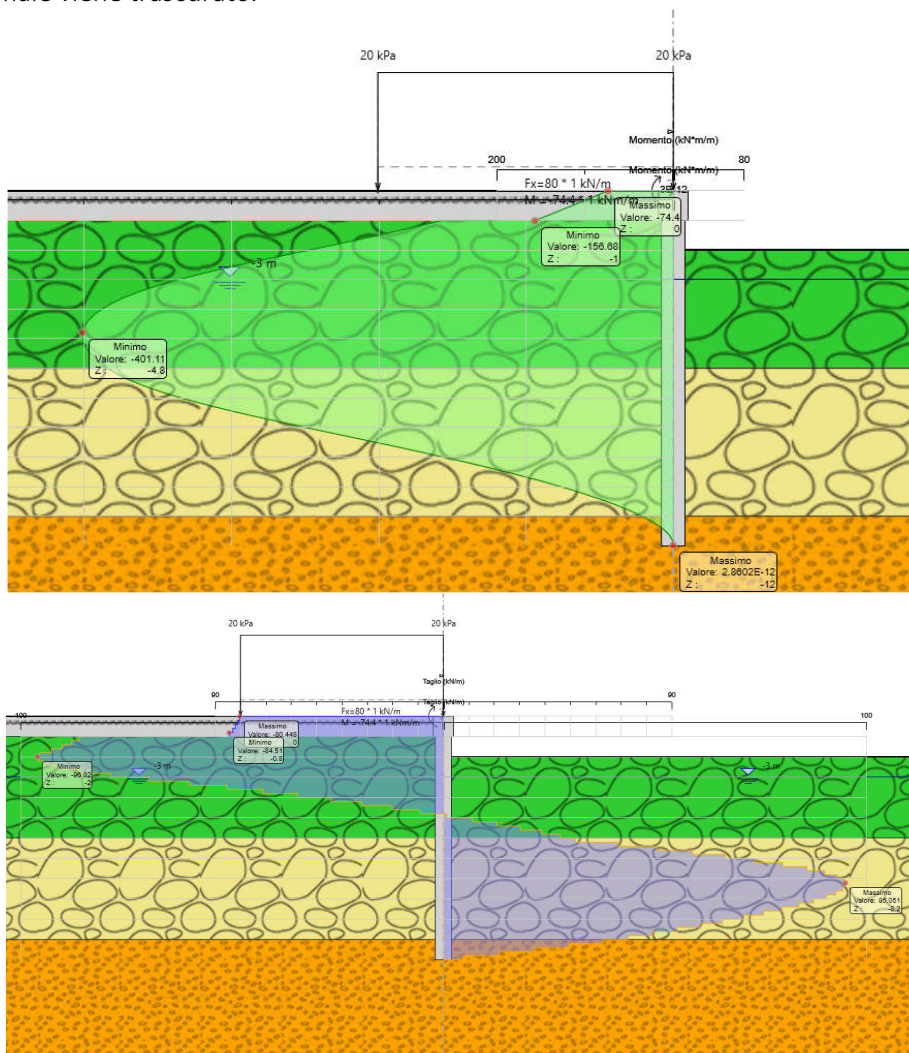


Figura 8.7 - Risultati dell'analisi SLU-urto: Caratteristiche della sollecitazione

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

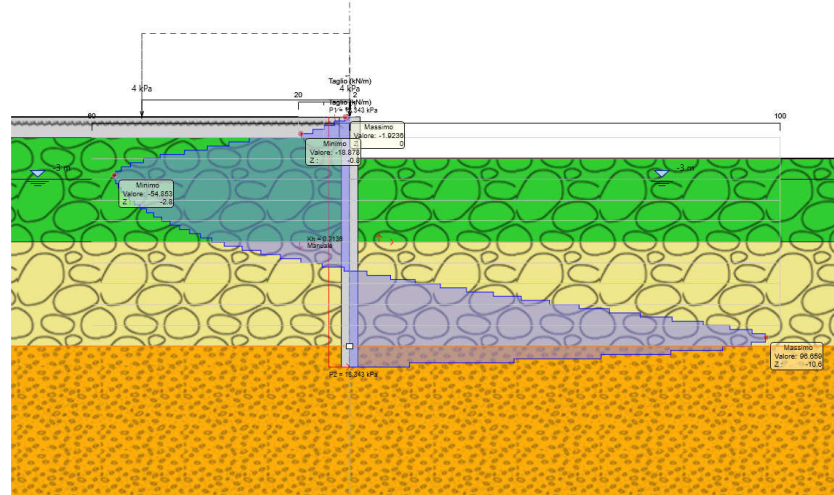
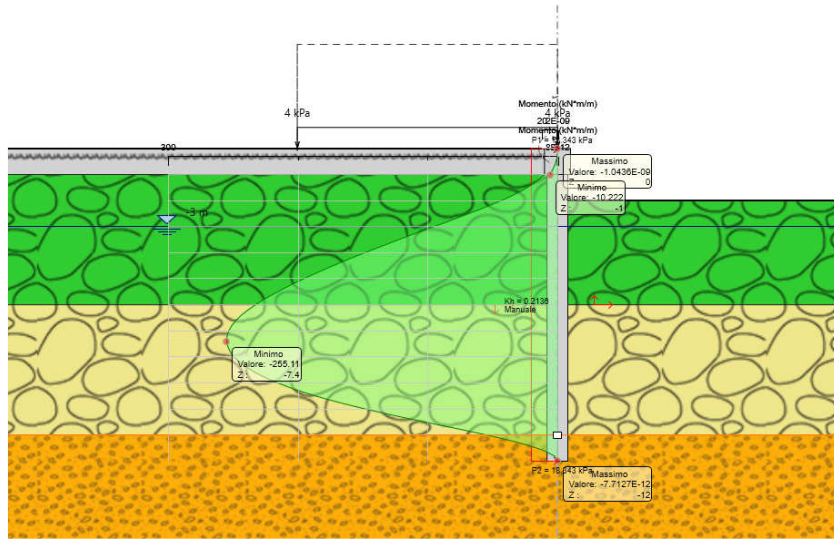


Figura 8.8 - Risultati dell'analisi SLV-STR: Caratteristiche della sollecitazione

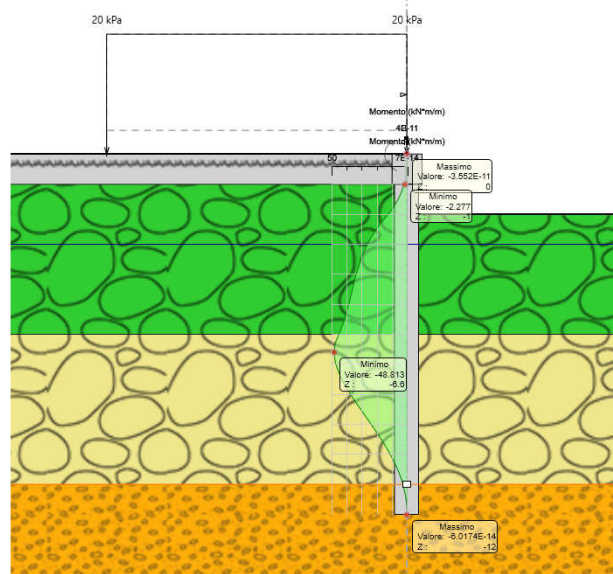


Figura 8.9 - Risultati dell'analisi SLE-RARA: Caratteristiche della sollecitazione



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

I principali risultati delle analisi sono descritti in sintesi nel seguito; per una più completa rappresentazione degli stessi si rimanda allo specifico allegato. (All. [1]).

Le verifiche strutturali SLU/SLV e SLE rara vengono eseguite per confronto tra le sollecitazioni di calcolo (ottenute a partire dai risultati del modello numerico applicando gli opportuni coefficienti parziali) e le resistenze di calcolo (definite dai punti MRd, NRd che definiscono il dominio resistente nel piano) sulla sezione più sollecitata.

Risultati delle verifiche a pressoflessione e a taglio della paratia di pali

Le sollecitazioni a ml sopra riportate vengono moltiplicate per l'interasse dei pali pari a 1.00 m:

Condizione	Fase di calcolo	Soll. Max.	Quota	MSd	NSd	TSd
[-]	[-]	[-]	[m]	[kNm]	[kN]	[kN]
SLU-urto	Stage 3	Momento/Taglio	-4.8	401.11	/	96.02
SLV	Stage 4	Momento/Taglio	-7.4	255.11	/	96.67
SLE rara	Stage 2	Momento/Taglio	-6.6	48.82	/	/

Si riportano qui di seguito i domini di resistenza per la sezione più sollecitata.

Le verifiche strutturali evidenziano, in questo caso, la necessità di un'armatura principale costituita da 1° strato 14Φ20 (ipotizzando un copriferro baricentrico di 8.2 cm). L'armatura trasversale prevista è pari ad un spirale Φ12 passo 20 cm come ben rappresentato dalle figure seguenti.

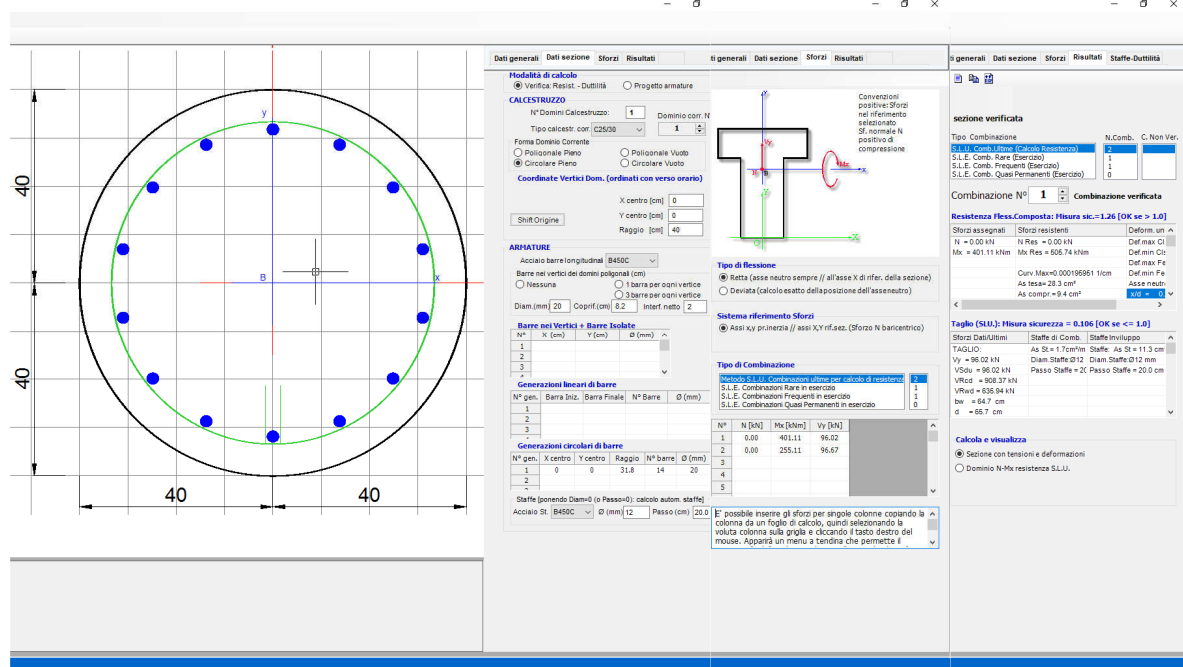


Figura 8.10 - Verifiche allo SLU

Essendo soddisfatte le disuguaglianze:  $M_{rd} = 505.74 \text{ kNm} > M_{sd} = 401.11 \text{ kNm}$ ;  $V_{rd} = 636.94 \text{ kN} > V_{sd} = 96.67 \text{ kN}$  le verifiche a pressoflessione e a taglio sono soddisfatte.

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

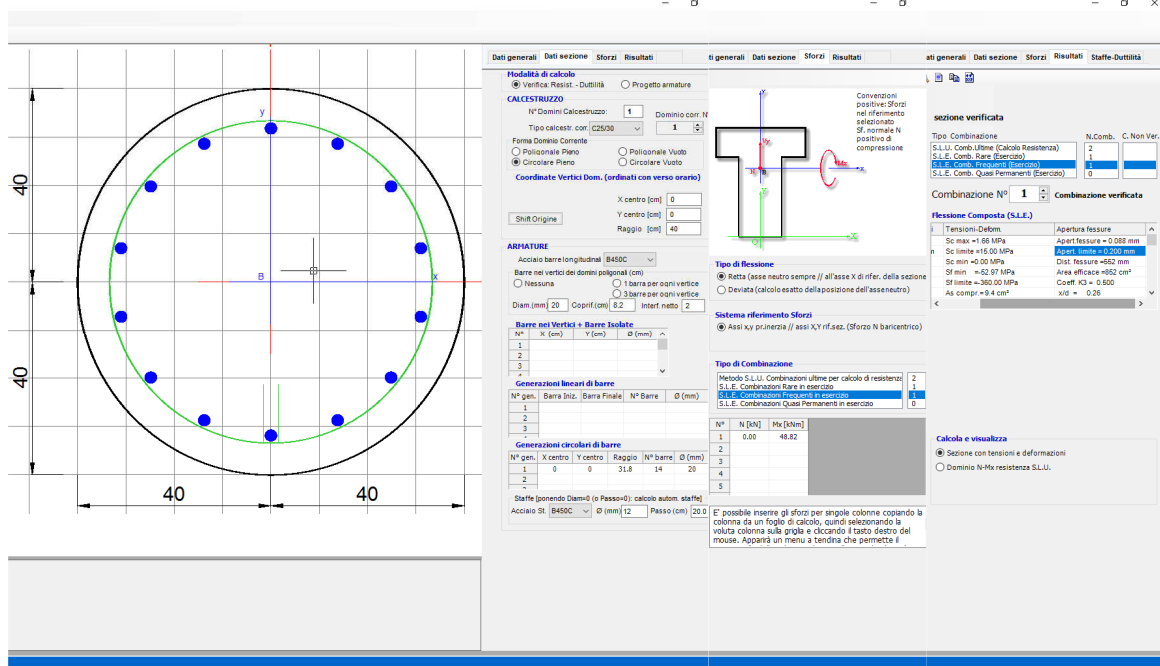


Figura 8.11 - verifiche allo SLE

$$\sigma_{cls} = 1.66 \text{ MPa} < 14.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 52.97 \text{ MPa} < 360 \text{ MPa}$$

$$w = 0.088 \text{ mm} < 0.20 \text{ mm}$$

## 9 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In accordo con la normativa vigente, le verifiche di stabilità sia in condizioni statiche che sismiche sono state effettuate con l'Approccio 1- Combinazione 2: A2+M2+R2 tenendo conto dei vari coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. In particolare, per la condizione sismica i coefficienti parziali sulle azioni (A2) e sui parametri geotecnici (M2) risultano essere unitari (paragrafo 7.11 NTC).

Per la valutazione degli effetti dell'azione sismica sulle masse e sui coefficienti di spinta del terreno, si è fatto riferimento al metodo pseudo-statico previsto al punto 7.11.3.5.2 - "Metodi di Analisi" - delle NTC2018 e al §7.4 della presente relazione secondo i quali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.38 \cdot 0.363/g = 0.138/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.138/2 = \pm 0.069/g$$

Le analisi sono state condotte con i metodi all'equilibrio limite tenendo conto della stratigrafia reale del sito. Il livello di sicurezza è espresso come rapporto tra la resistenza a taglio disponibile e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la potenziale superficie di scorrimento. In particolare, nei metodi delle strisce la massa di terreno viene discretizzata in strisce verticali e si determina la superficie di scorrimento critica in corrispondenza della quale si ha il minimo coefficiente di sicurezza

La condizione di verifica  $E_d \leq R_d$  equivale ad avere un coefficiente di sicurezza in corrispondenza della superficie di scorrimento critica  $F_{min} \geq \gamma R$ :  $F = R_d/E_d \geq 1.1$  in statica e 1.2 in sismica.

Nelle analisi è stato adottato il metodo di Bishop che considera delle superfici di scorrimento a direttrice circolare.

I calcoli sono stati svolti mediante l'ausilio del modulo VSP del programma ParatiePlus.

I principali risultati sono riportati di seguito:

	Fmin	R2
Condizioni Statiche: fase di esercizio accidentale stradale pari a $1.3 \cdot 20 = 26$ kN/mq	4.284	1.1
Condizioni Sismiche: accidentale stradale sismico pari a $1.0 \cdot 4 = 4$ kN/mq	3.439	1.2

La statigrafia è la seguente:

Rilevato (H=1 m):  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi' = 35^\circ$ ;  $c' = 0$  kPa;

1° strato (H= 5 m):  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi' = 22^\circ$ ;  $c' = 4$  kPa;

2° strato (H=5 m):  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi' = 24^\circ$ ;  $c' = 4$  kPa;

3° strato (H=infinito):  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>;  $\phi' = 24^\circ$ ;  $c' = 20$  kPa

La falda è posta a -3 m da testa paratia.

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

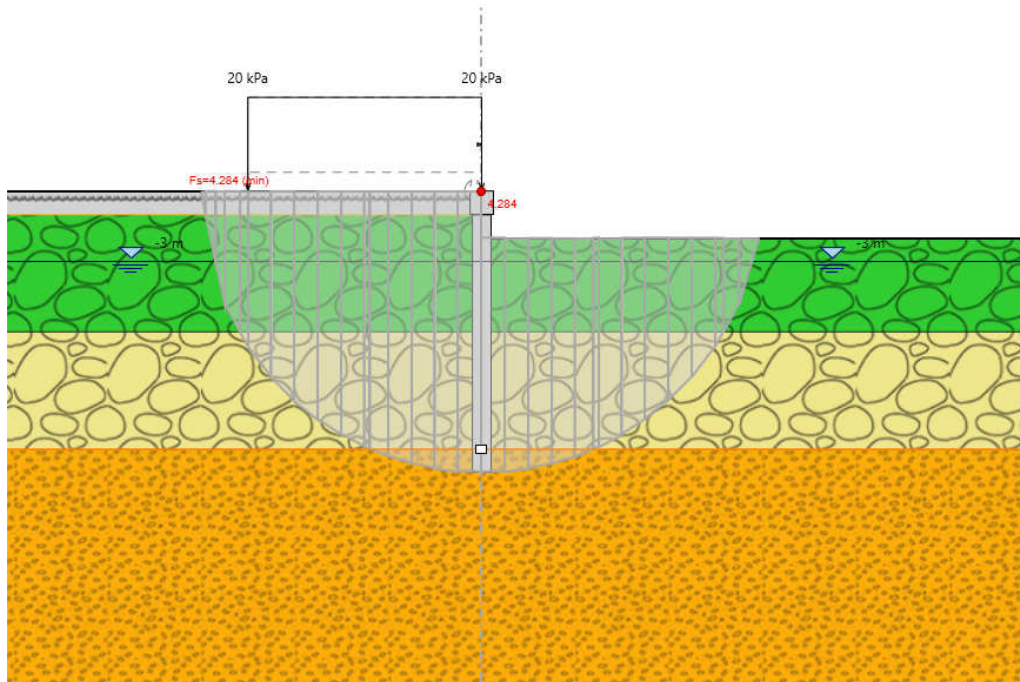


Fig. 9.1 – Condizioni Statiche: Superficie Critica di Scorrimento

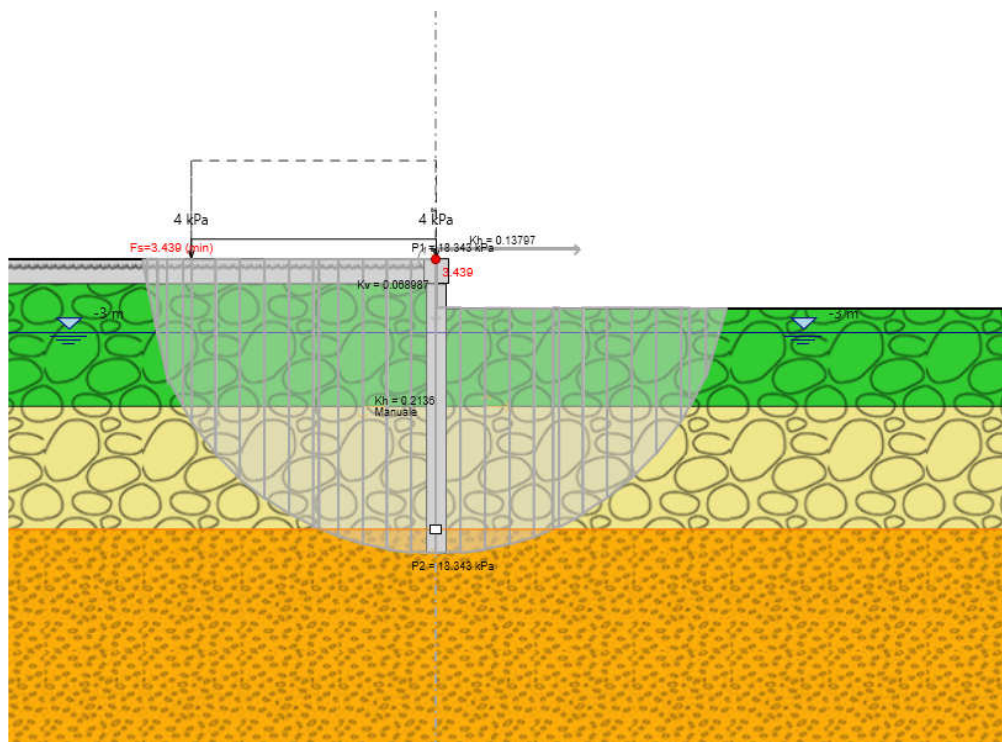


Fig. 9.2 - Condizioni Sismiche: Superficie Critica di Scorrimento

# ALLEGATO 1

## 10 TABULATI DI CALCOLO PARATIE

Descrizione della Stratigrafia e degli Strati di Terreno

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 0 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -1 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -6 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -11 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	$\gamma$ dry	$\gamma$ sat	$\phi'$	$\phi$	$c'$	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur	
		kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	
1	rilevato	20	20	35		0		Constant		30000	45000									
2	Strato 1	19	19	22		4		Constant		7500	11250									
3	Strato 2	19	19	24		4		Constant		30000	45000									
4	Strato 3	19	19	24		20		Constant		45000	67500									

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Descrizione Pareti

X : 0 m

Quota in alto : -1 m

Quota di fondo : -12 m

Muro di sinistra

Sezione : fi800/1000

Area equivalente : 0.502654824574367 m

Inerzia equivalente : 0.0201 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Tangent

Spaziatura : 1 m

Diametro : 0.8 m

Efficacia : 1

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1 m

Muro di sinistra

Sezione : cordolo

Area equivalente : 1 m

Inerzia equivalente : 0.0833 m<sup>4</sup>/m

Materiale calcestruzzo : C25/30

Tipo sezione : Solid

Spessore : 1 m

Efficacia : 1

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Fasi di Calcolo

Stage 0

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -3 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Stage 1

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : 0 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

0 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -3 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : fi800/1000

X : 0 m

Quota in alto : -1 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : fi800/1000

Paratia : cordolo

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1 m

Sezione : cordolo

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Stage 2 - scavo -2.00 m

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -3 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : fi800/1000

X : 0 m

Quota in alto : -1 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : fi800/1000

Paratia : cordolo

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1 m

Sezione : cordolo

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Stage 3 - Urto

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -3 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico puntuale alla paratia : Urto

Quota : 0 m

Px : 80 kN/m

Pz : 0 kN/m

: -74.4 kNm/m

X : 0 m

Carico lineare in superficie : SurfaceSurcharge

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 20 kPa

Pressione finale : 20 kPa

Elementi strutturali

Paratia : fi800/1000

X : 0 m

Quota in alto : -1 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : fi800/1000

Paratia : cordolo

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1 m

Sezione : cordolo

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Stage 4 - Sisma

Scavo

Muro di sinistra

Lato monte : 0 m

Lato valle : -2 m

Linea di scavo di sinistra (Orizzontale)

0 m

Linea di scavo di destra (Orizzontale)

-2 m

Falda acquifera

Falda di sinistra : -3 m

Falda di destra : -3 m

Carichi

Carico lineare in superficie : Mezzi\_sx\_acc

X iniziale : -10 m

X finale : 0 m

Pressione iniziale : 4 kPa

Pressione finale : 4 kPa

Elementi strutturali

Paratia : fi800/1000

X : 0 m

Quota in alto : -1 m

Quota di fondo : -12 m

Sezione : fi800/1000

Paratia : cordolo

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -1 m

Sezione : cordolo

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Descrizione Coefficienti Design Assumption

Coefficienti A

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_loa d_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_loa ad_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load _unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load d_favour)	Carico Sismico (F_seis m_load )	Pressi oni Monte (F_Wa terDR)	Pressio ni Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permanenti Destabili zzanti (F_UPL_ _GStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_ _GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_UPL_ _GStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_ _GStab)	Carichi Variabili Destabili zzanti (F_HYD_ _GStab)	
Simbolo	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_{QE}$	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: ECC	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1

Coefficienti M

Nome	Parziale su tan( $\phi'$ ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_cohe)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_{qu}$	$\gamma_\gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1
NTC2018: ECC	1	1	1	1	1

Coefficienti R

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	$\gamma_{Re}$	$\gamma_{ap}$	$\gamma_{at}$	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1

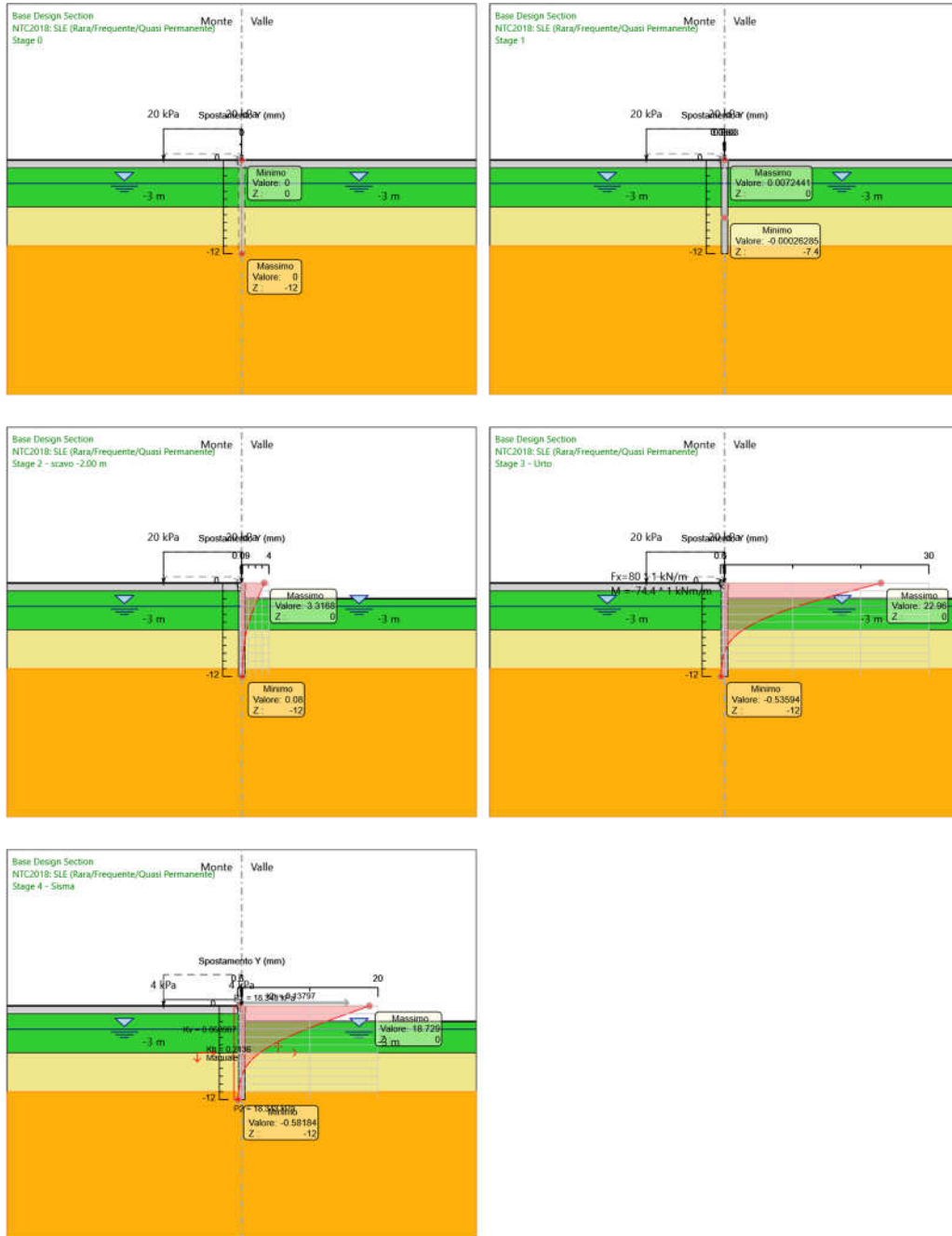
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	$\gamma_{Re}$	$\gamma_{ap}$	$\gamma_{at}$	
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1
NTC2018: ECC	1	1	1	1

**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

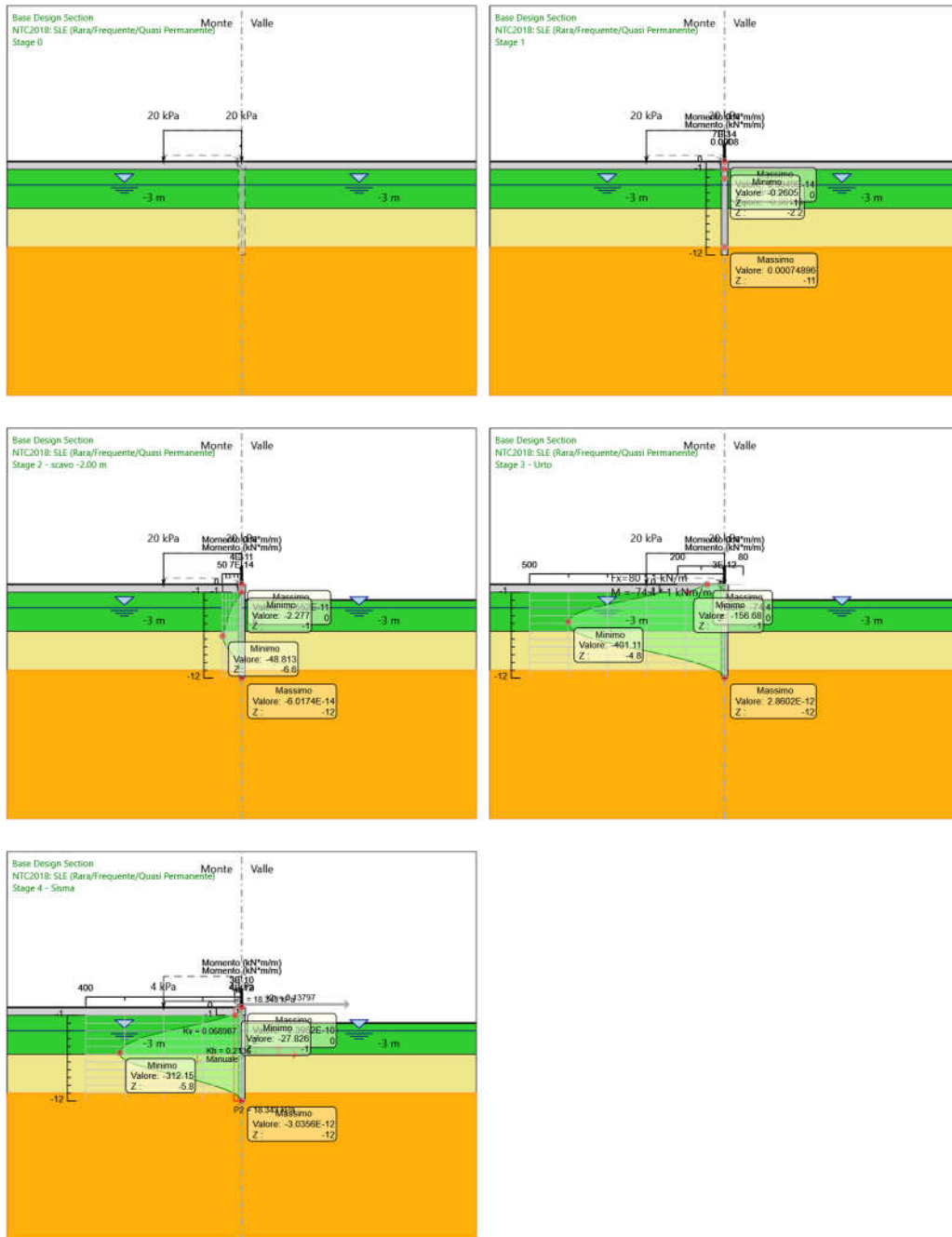
Risultati NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)

Tabella Grafici dei Risultati

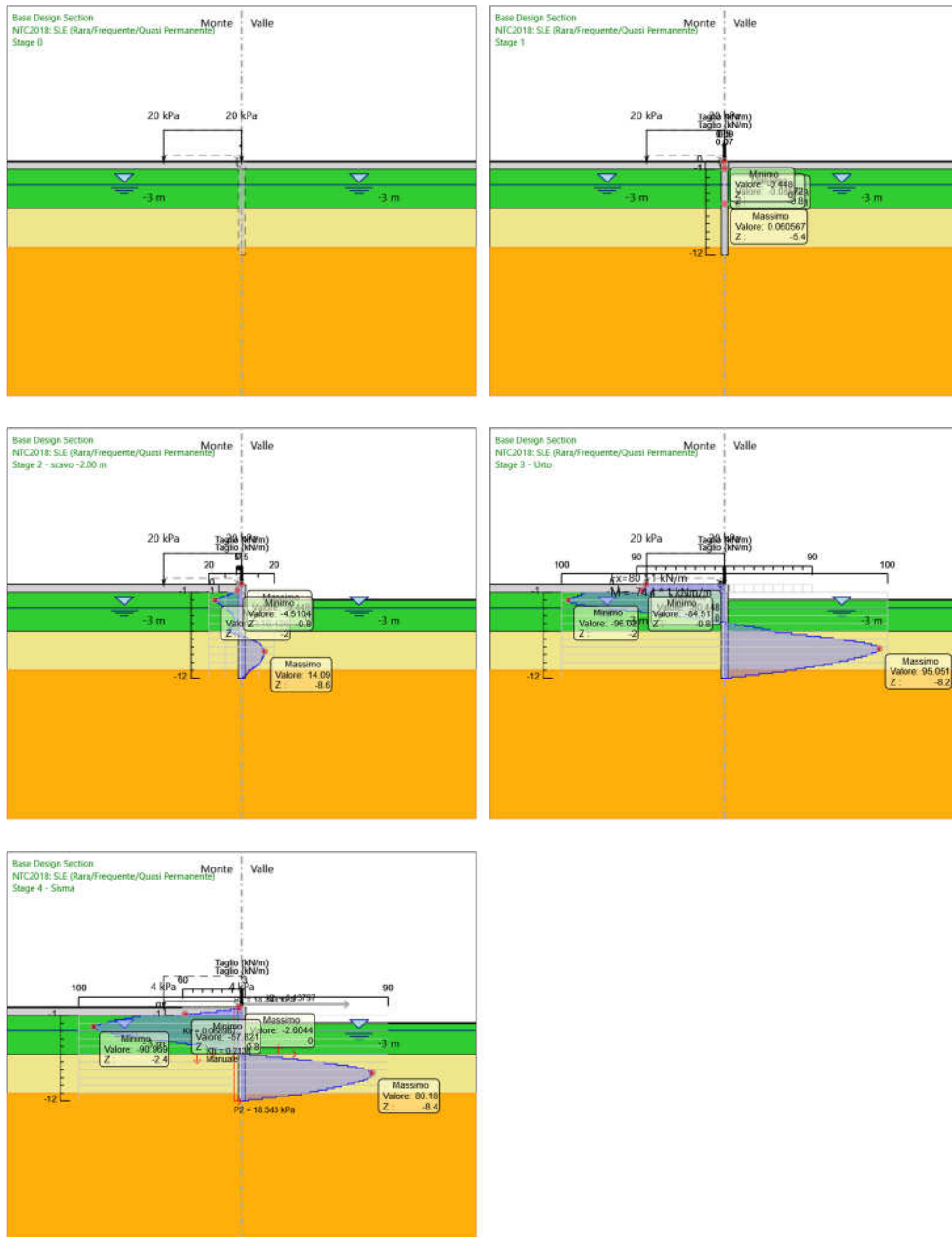




**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



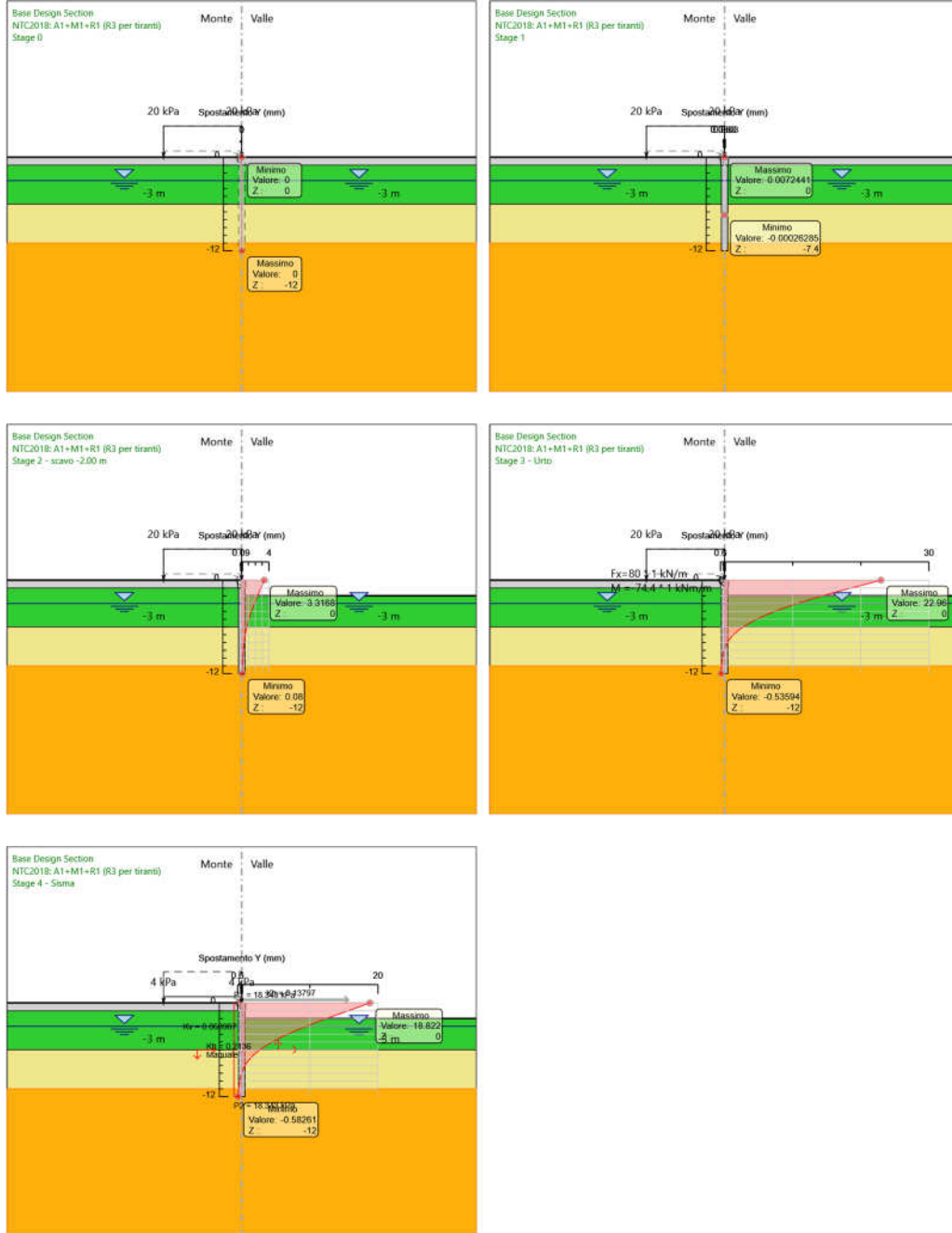
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



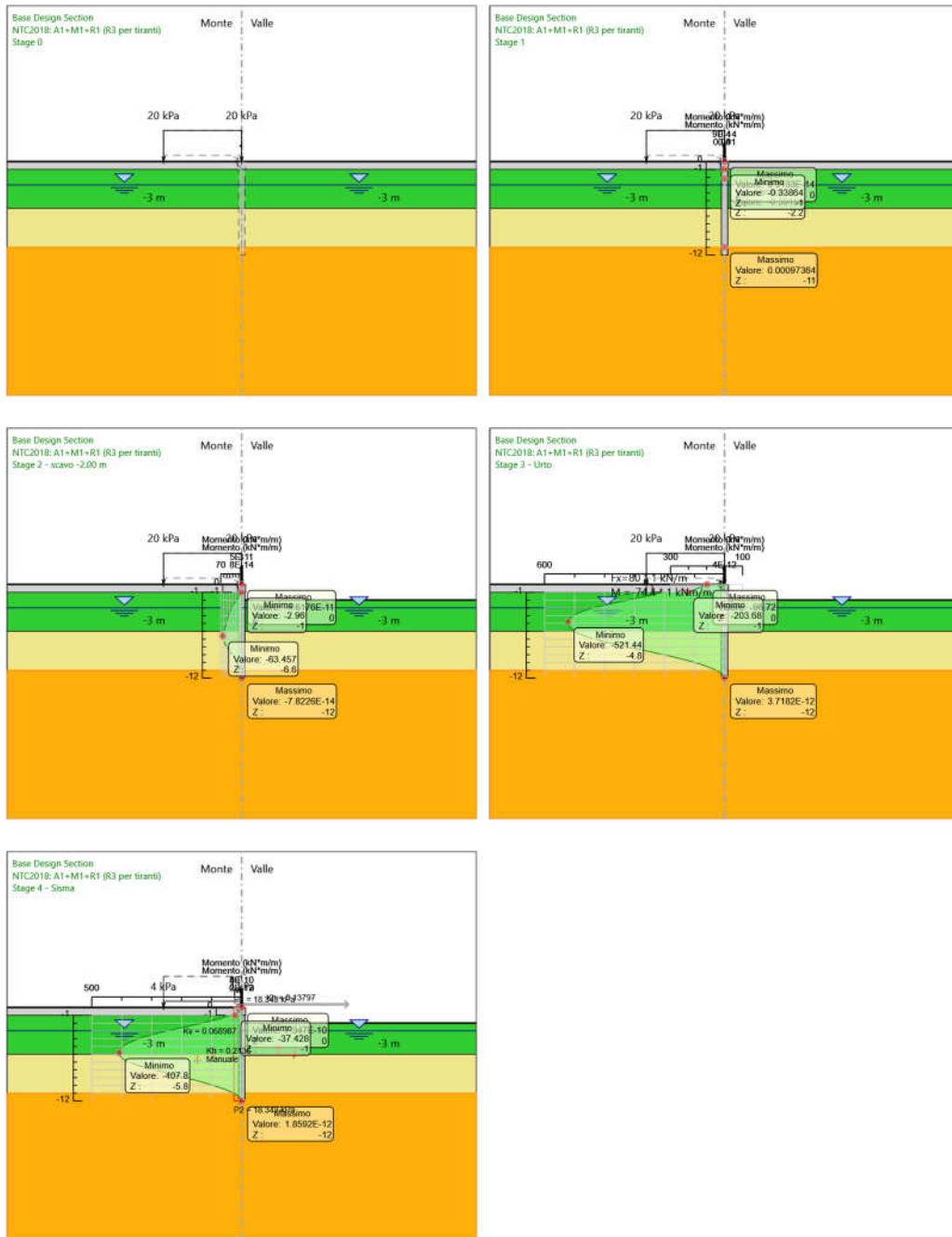
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Risultati NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)

Tabella Grafici dei Risultati



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



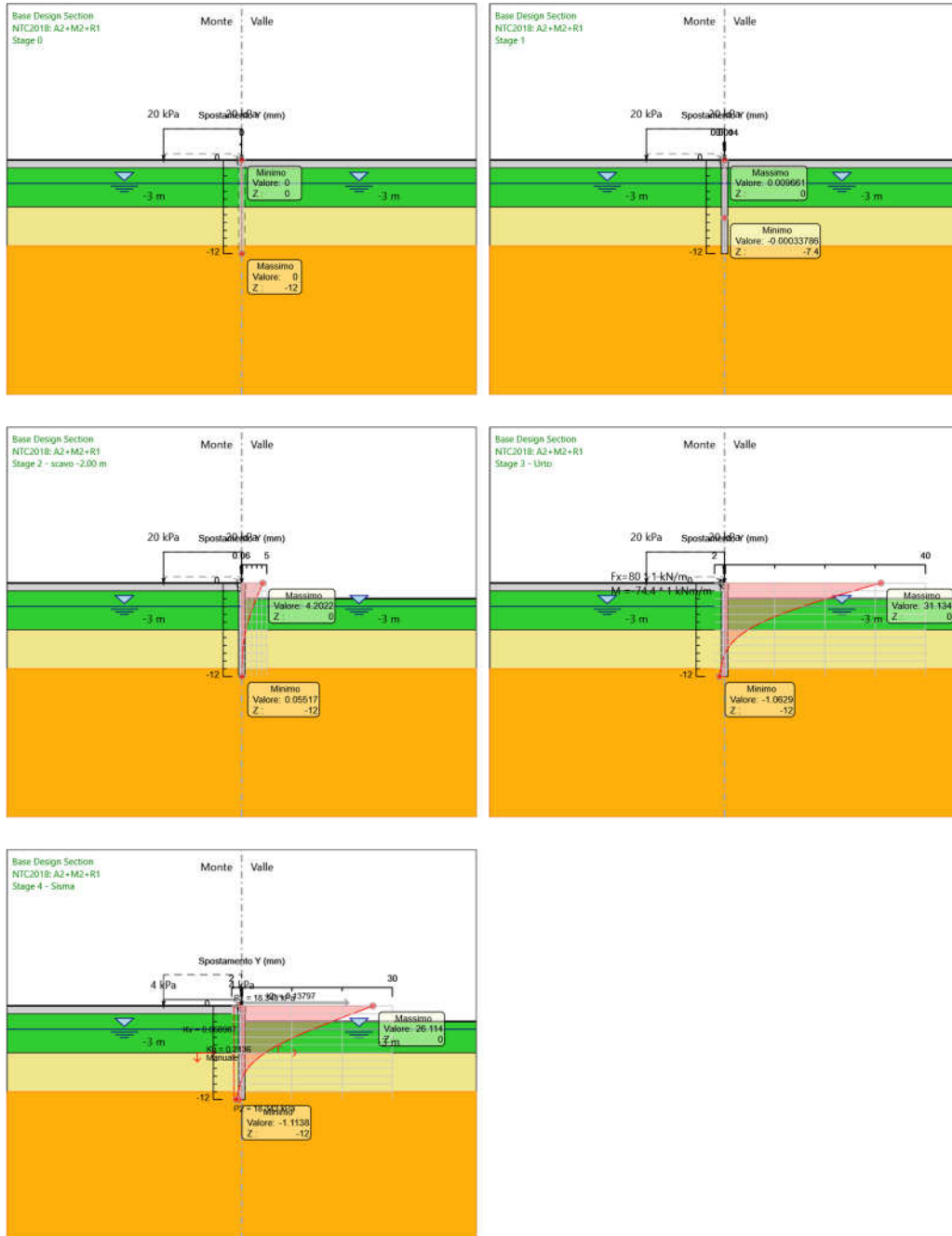
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



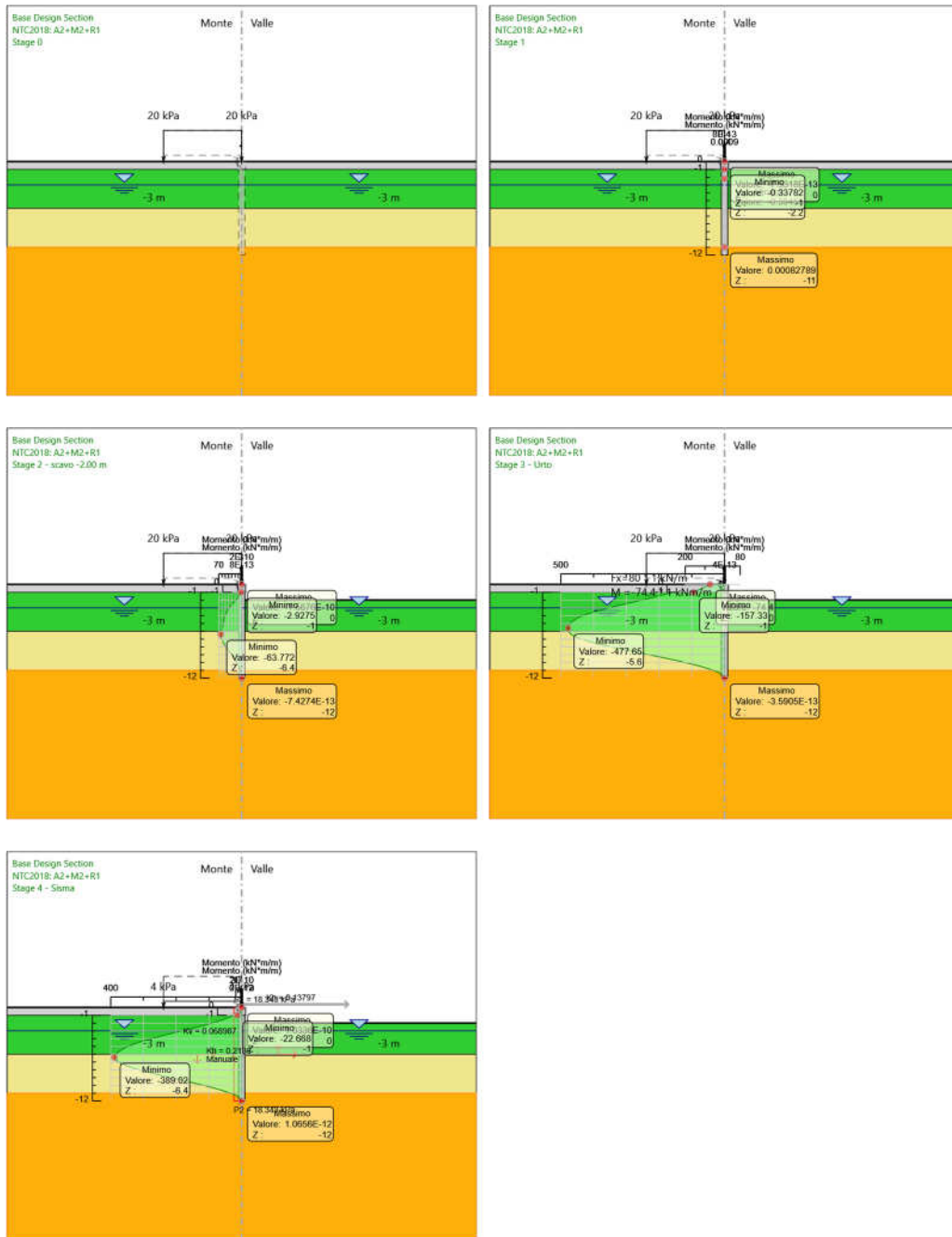
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Risultati NTC2018: A2+M2+R1

Tabella Grafici dei Risultati

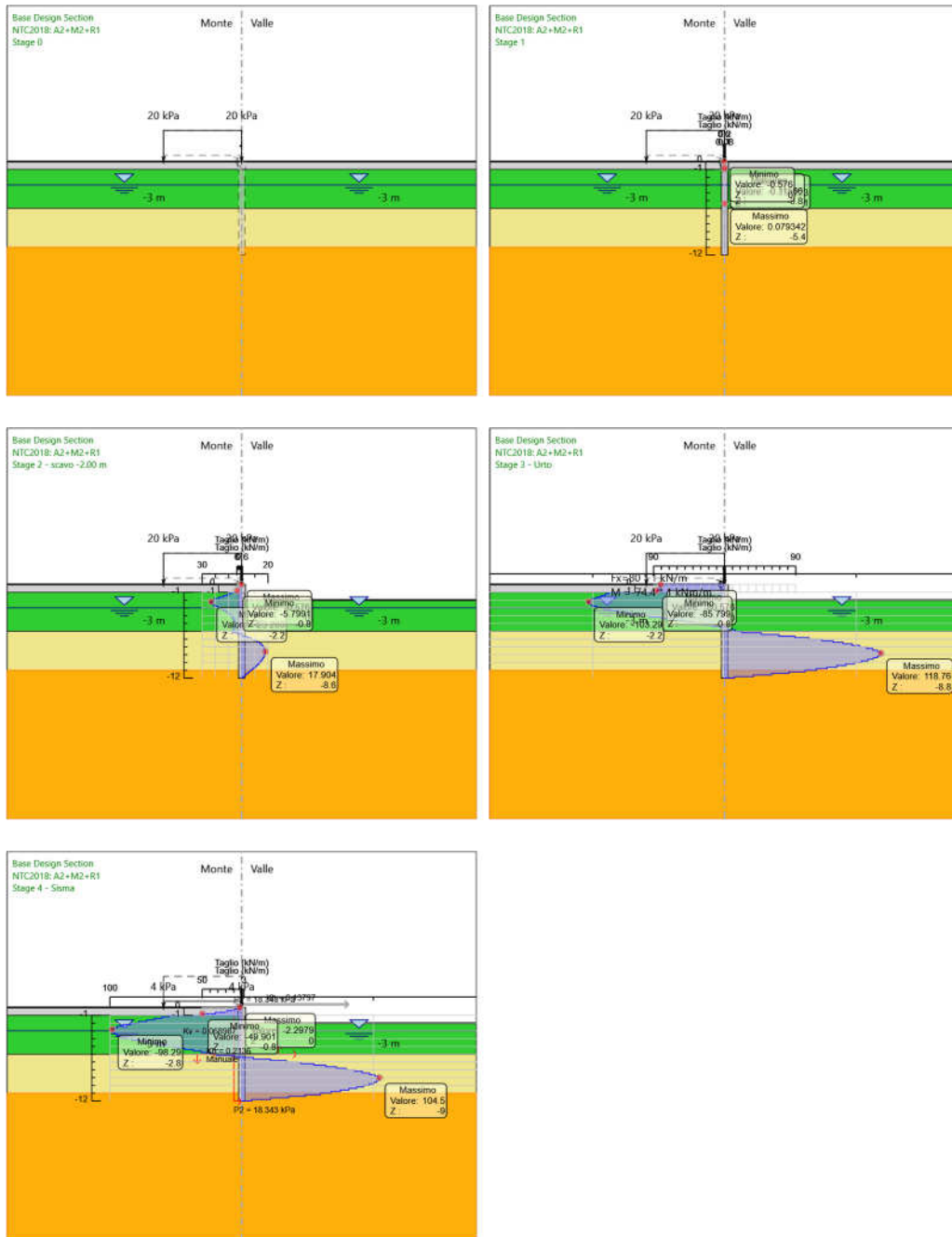


**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**





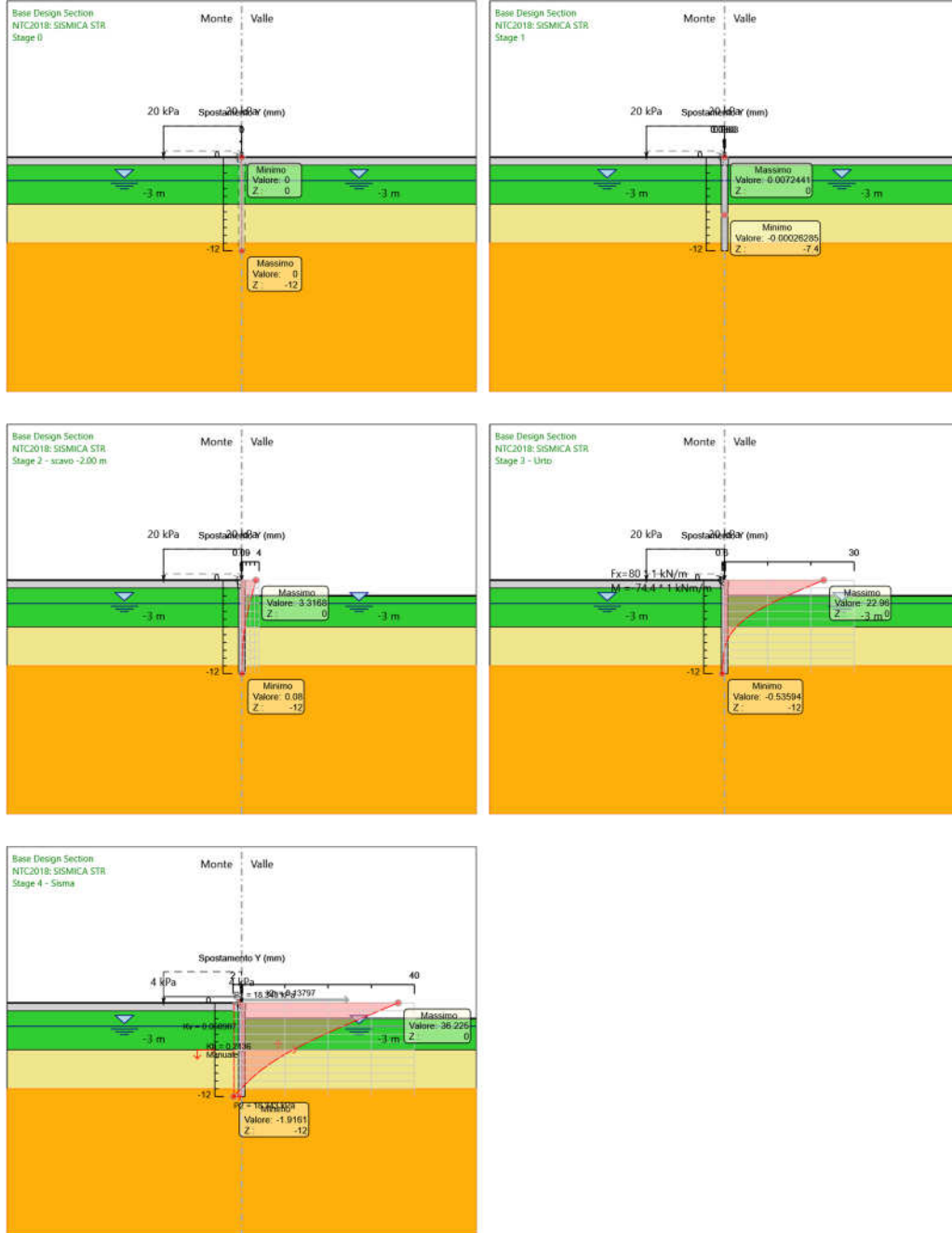
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



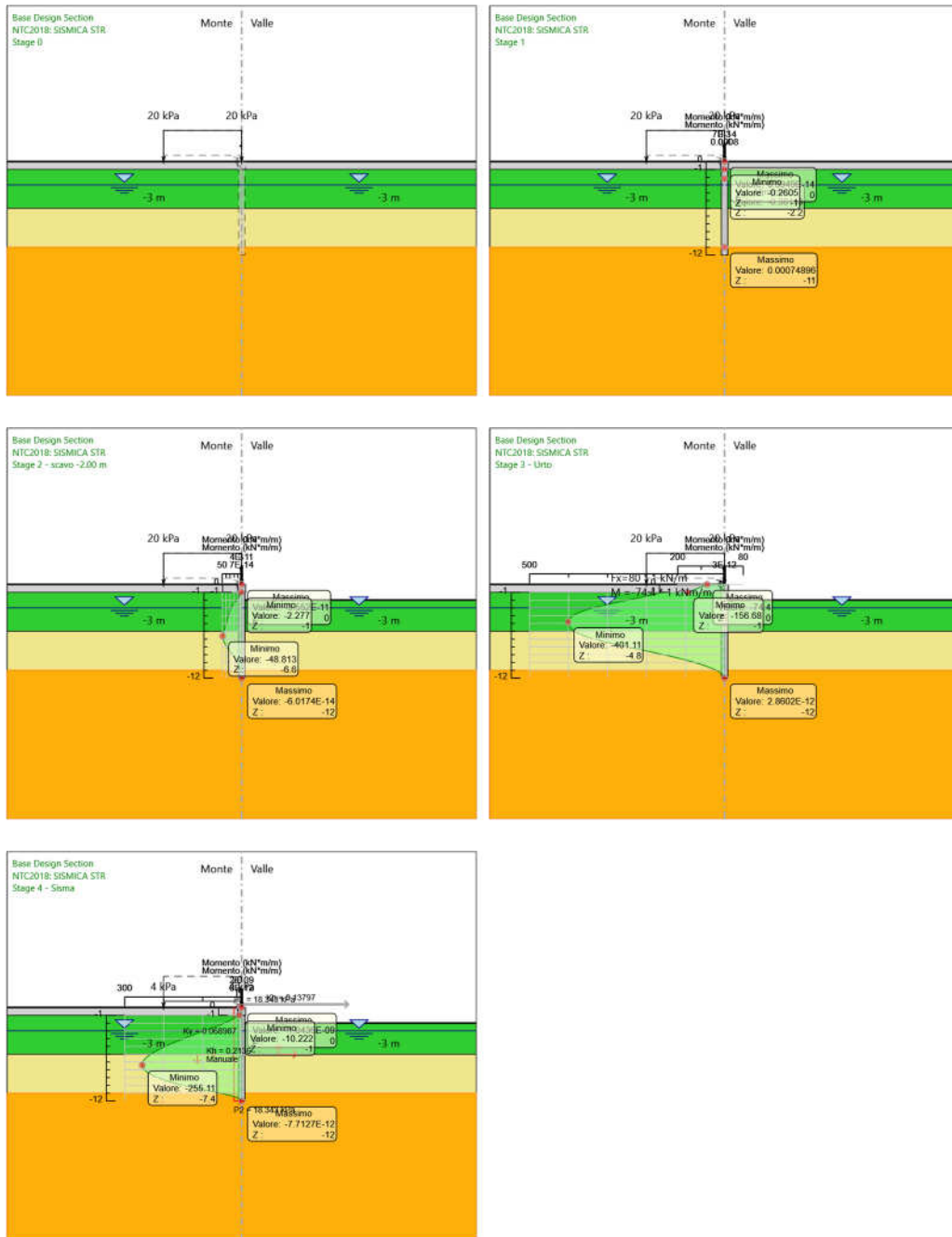
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Risultati NTC2018: SISMICA STR

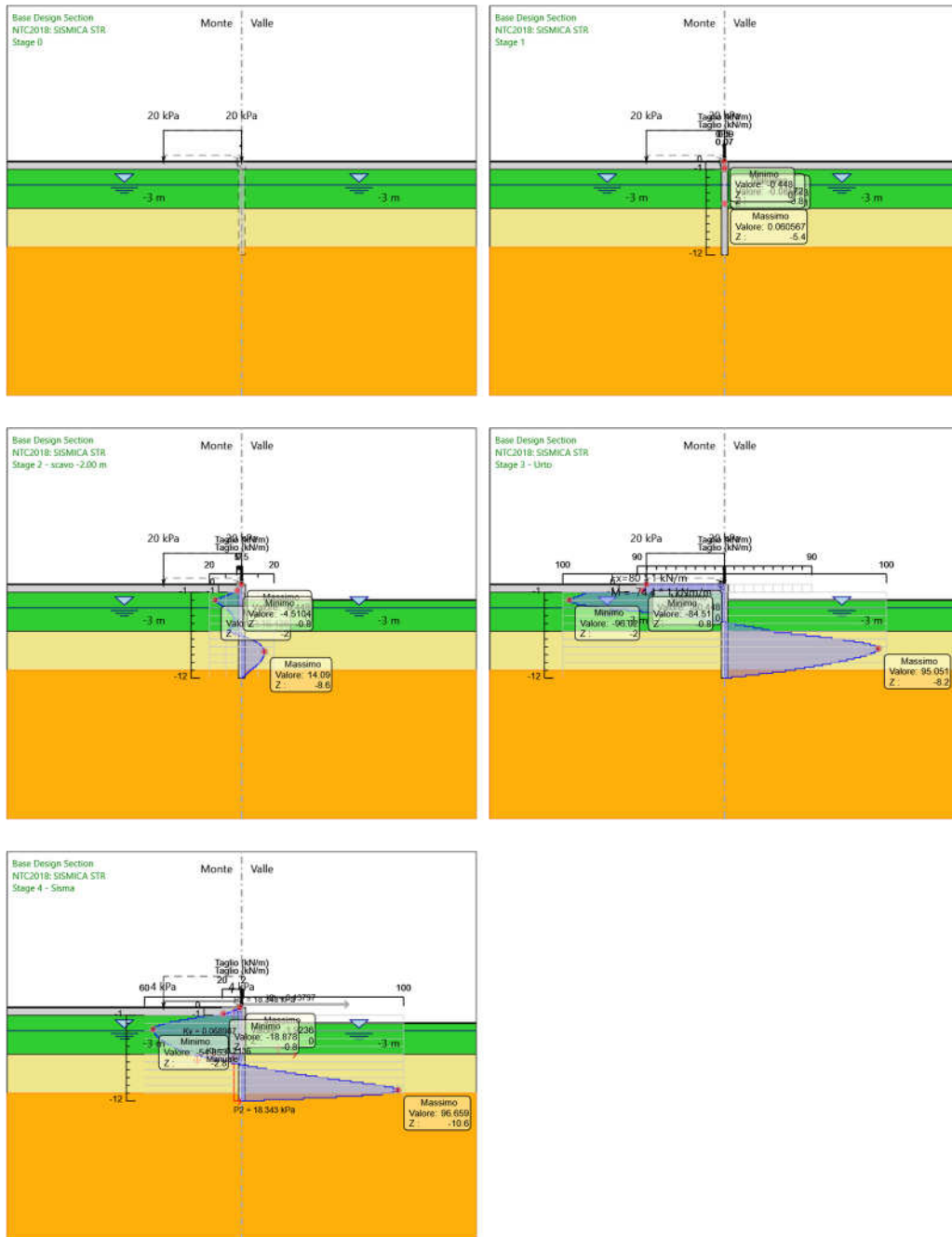
Tabella Grafici dei Risultati



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



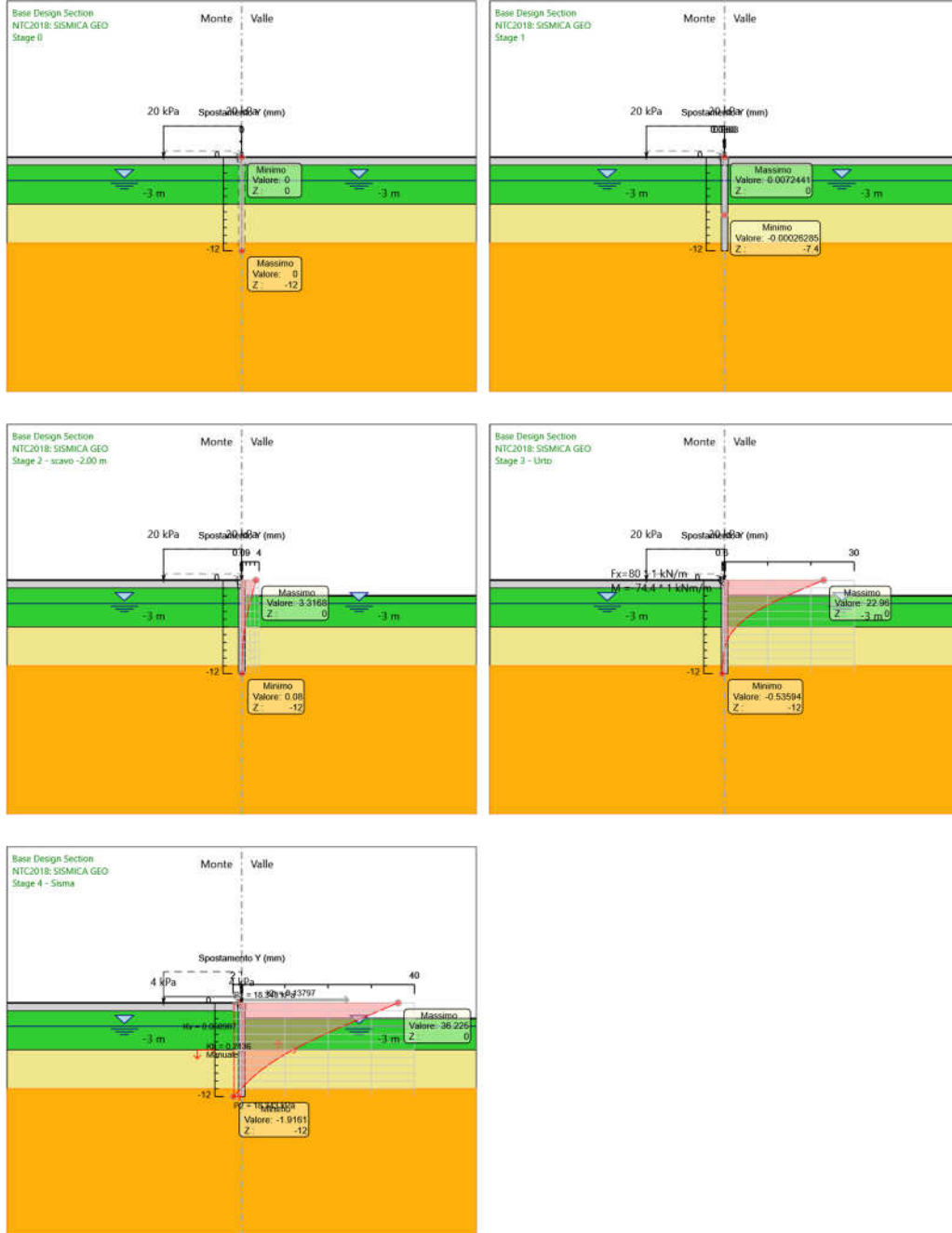
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



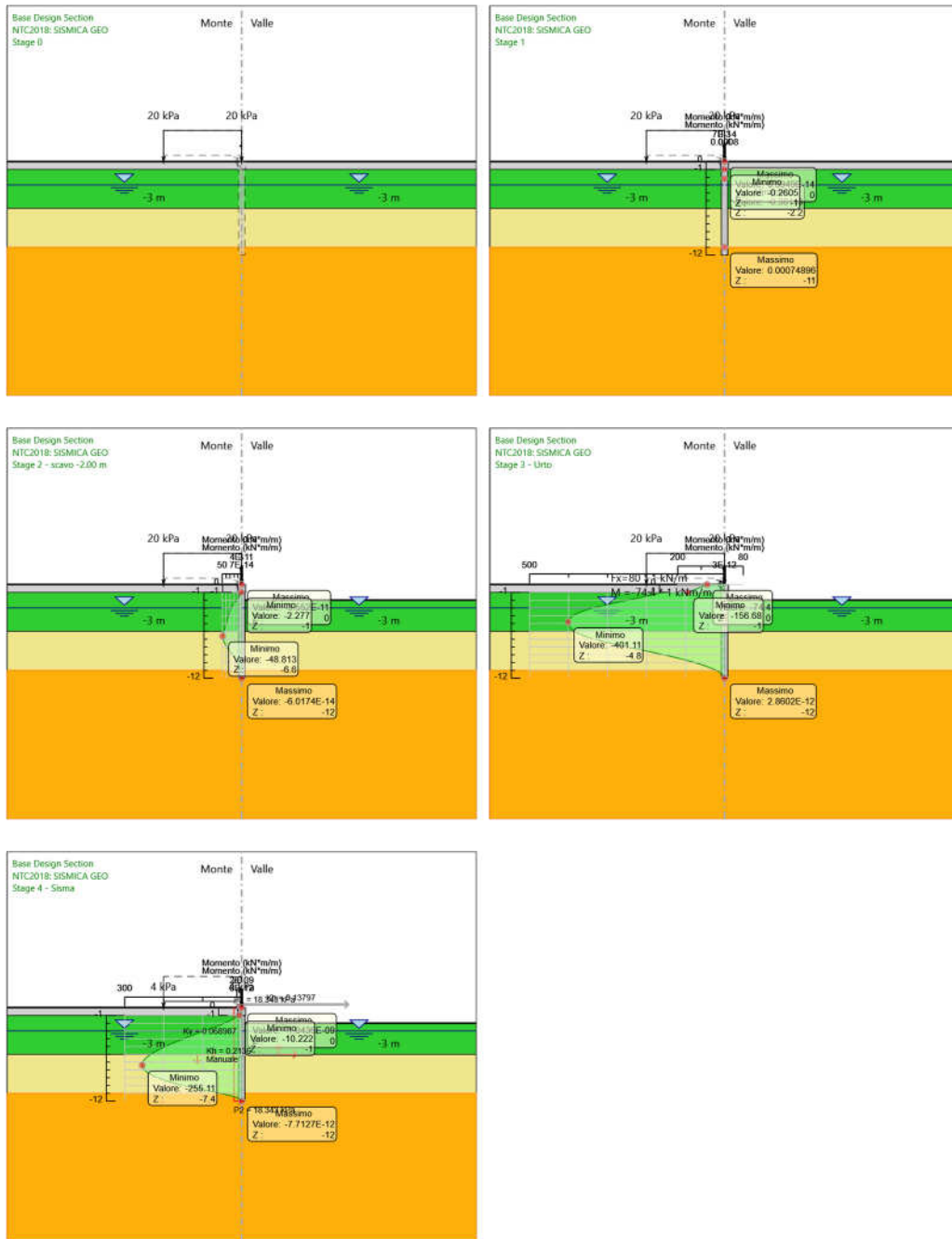
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Risultati NTC2018: SISMICA GEO

Tabella Grafici dei Risultati



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

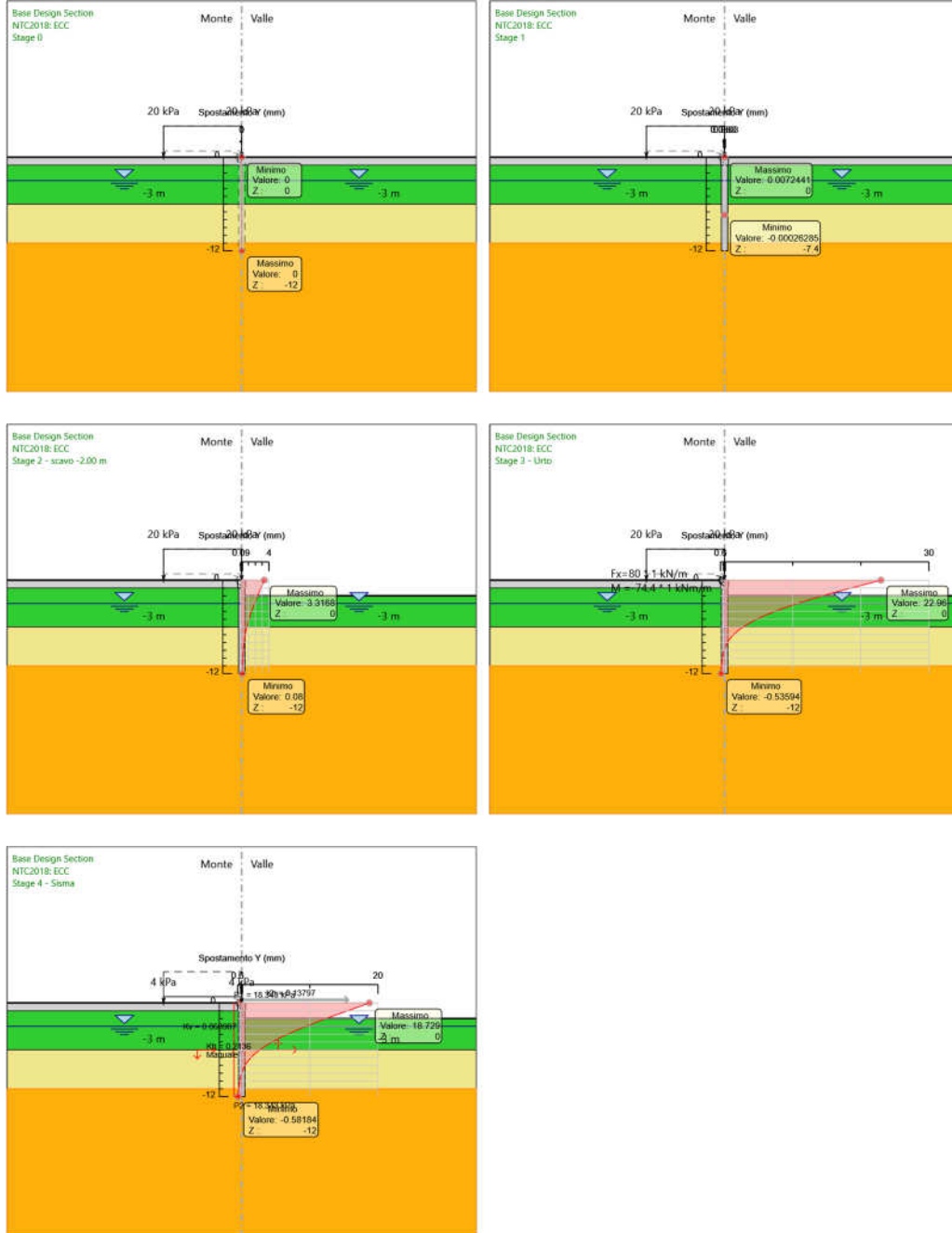




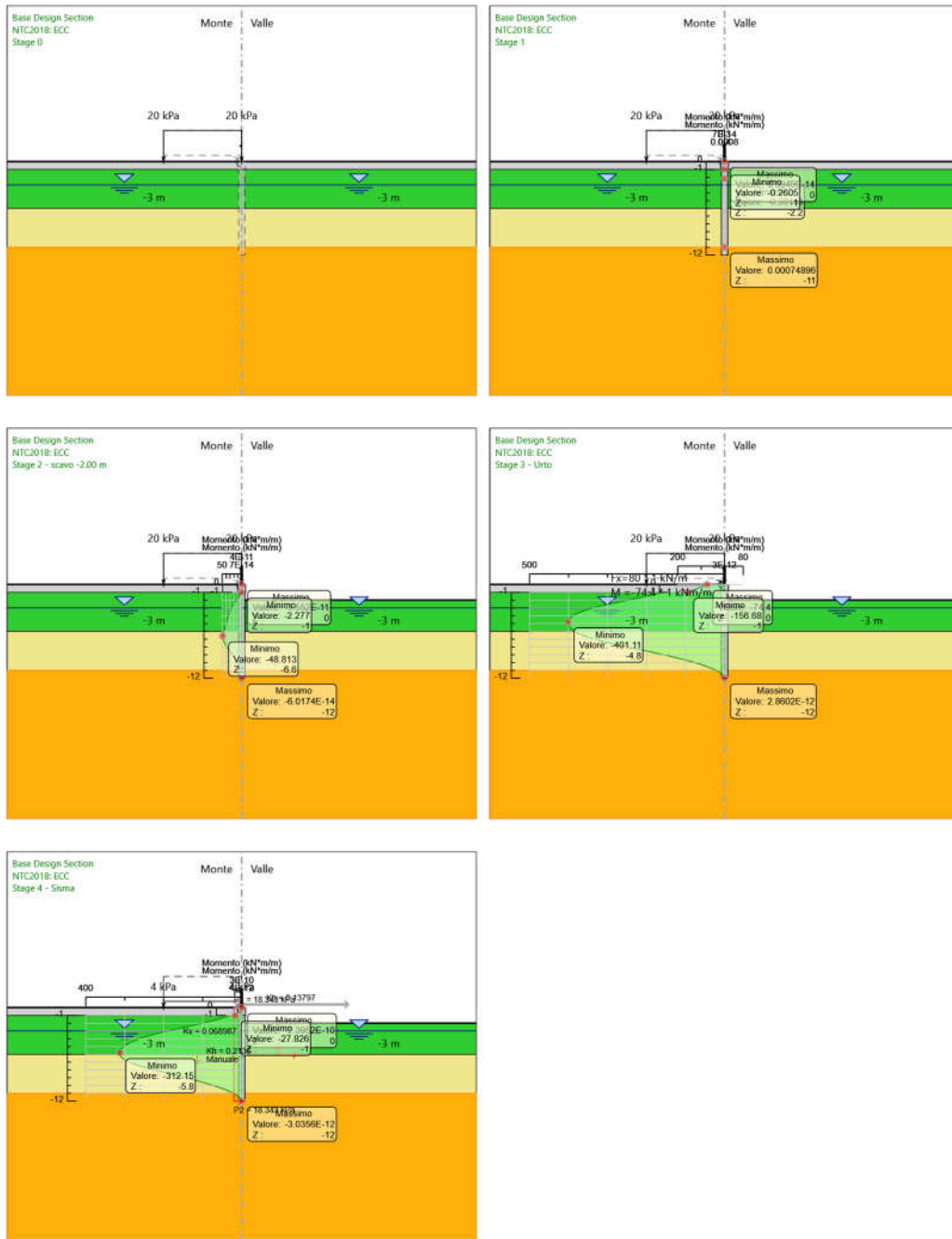
**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

Risultati NTC2018: ECC

Tabella Grafici dei Risultati



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**



**PARATIA DI PALI D800 MM S.P. 56 – RELAZIONE DI CALCOLO**

