

S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA
1° stralcio: Madonna di Baiano-Fiorenzuola

SUPPORTO AGGIORNAMENTO PROG. DEFINITIVO

COD. **PG143**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. Federico Durastanti
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° A844

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini
 Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco
 Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.
 Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:



Dott.Ing. N.Granieri
 Dott.Arch. N.Kamenicky
 Dott.Ing. V.Truffini
 Dott.Arch. A.Bracchini
 Dott.Ing. F.Durastanti
 Dott.Ing. E.Bartolucci
 Dott.Geol. G.Cerquiglini
 Geom. S.Scopetta
 Dott.Ing. L.Sbrenna
 Dott.Ing. E.Sellari
 Dott.Ing. L.Dinelli
 Dott.Ing. L.Nani
 Dott.Ing. F.Pambianco
 Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlaccini
 Dott. Ing. S.Sacconi
 Dott. Ing. G.Cordua
 Dott. Ing. V.De Gori
 Dott. Ing. C.Consorti
 Dott. Ing. F.Dominici

Dott. Ing. V.Rotisciani
 Dott. Ing. F.Macchioni
 Geom. C.Vischini
 Dott. Ing. V.Piunno
 Dott. Ing. G.Pulli
 Geom. C.Sugaroni



OPERE D'ARTE MINORI
CAVALCAVIA CIMITERO
Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

T00-CV01-STR-RE02

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

CODICE ELAB.

T00 CV01 STR RE02

A

-

LOPG143 D 2007

A	Emissione	30/11/2020	F.Brunori	F.Durastanti	N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	GENERALITA'	4
1.2	FASI REALIZZATIVE	7
1.3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
1.4	METODO E PARAMETRI DI CALCOLO	7
1.5	PRESCRIZIONE MATERIALI	8
1.5.1.	Calcestruzzo	8
1.5.2.	Acciaio armatura	8
2	ANALISI SISMICA E ANALISI STRUTTURALE	9
2.1	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO E DI PROGETTO	9
2.1.1.	Spettro di risposta elastico SLV	11
2.1.2.	Spettro di risposta elastico SLC	14
2.1.3.	Spettro di risposta elastico SLD	16
2.2	MODELLAZIONE	18
2.3	COMBINAZIONE DEI CARICHI	18
3	APPOGGI E GIUNTI	21
3.1	APPOGGI	21
3.2	GIUNTI	25
4	PROGETTO E VERIFICA SPALLA E FONDAZIONE	26
4.1	ANALISI DEI CARICHI	26
4.1.1.	Azioni statiche trasmesse dall'impalcato	26
4.1.2.	Azioni dinamiche	26
4.2	PROGETTO SEGGIOLA	27
4.2.1.	Geometria	27
4.2.2.	Combinazioni di carico	30
4.2.3.	Input sismico	33
4.2.4.	Sintesi azioni (A1+M1)	33
4.2.5.	Sintesi azioni (A2+M2)	38
4.2.6.	Sintesi azioni quota intradosso seggiola	41
4.3	PROGETTO E VERIFICA PARATIA	43
4.3.1.	Geometria e carichi	43
4.3.2.	Coefficienti di spinta	44

Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

4.3.3.	Dati paratia	46
4.3.4.	Risultati	49
4.3.5.	Verifiche	54

1 INTRODUZIONE

1.1 GENERALITA'

Oggetto della presente relazione è l'analisi, ai sensi delle NTC 2018, delle sottostrutture dell'impalcato del cavalcavia "Cimitero" afferente alla "Strada delle tre valli umbre" nel tratto Eggi - Acquasparta.

Il cavalcavia ha sezione stradale ad unica carreggiata con impalcato largo 8 m. Lo sviluppo del cavalcavia è di 29 m su una campata. In corrispondenza delle spalle, realizzate su paratie di pali di grande diametro, ci sono tre appoggi (uno sotto ogni trave). I dispositivi di vincolo dell'impalcato alla sottostruttura sono in acciaio-teflon e sono composti da un appoggio fisso e due unidirezionali trasversali sulla spalla fissa e uno unidirezionale longitudinale più due multidirezionali sulla spalla mobile. L'impalcato è costituito da 3 travi prefabbricate in CAP a V con contro soletta e soletta in CA gettata in opera di spessore 25 cm. La geometria della sezione trasversale tipo, la sezione longitudinale e quella trasversale in spalla sono mostrate di seguito.

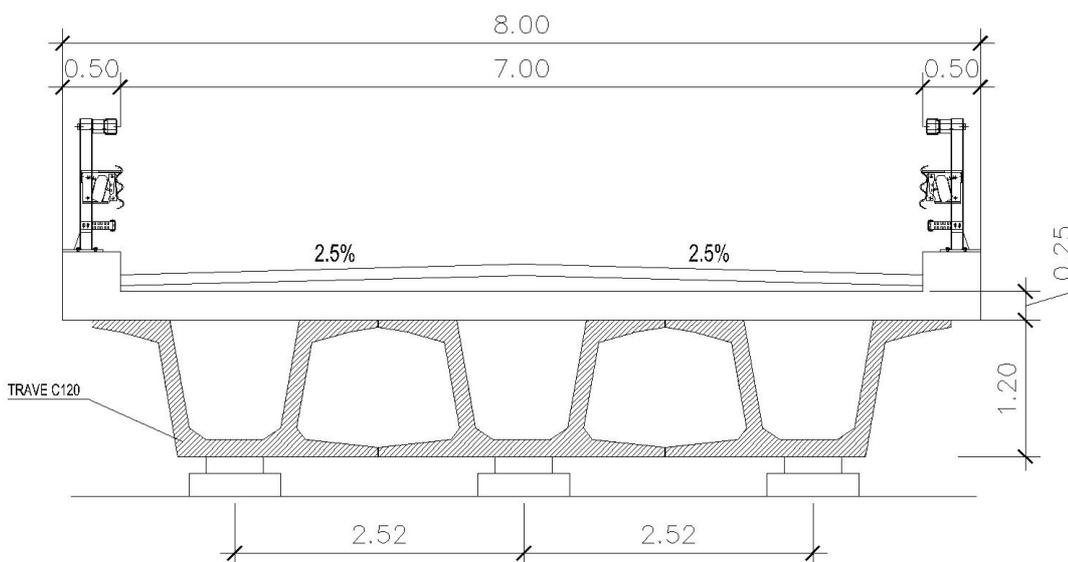


Figura -1: sezione trasversale tipo.

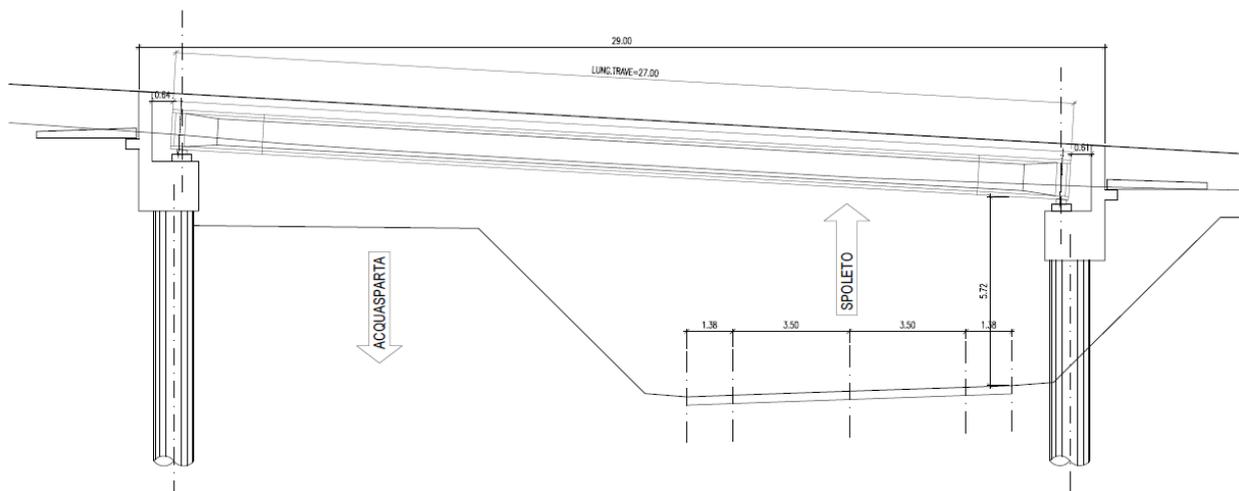


Figura -2: sezione longitudinale.

Le spalle sono realizzate un paratie di pali di grande diametro (1200 mm) profonde 18 m e 16 m rispettivamente per la spalla fissa e per quella mobile. Il prospetto della spalla su pali è mostrato di seguito.

1.2 FASI REALIZZATIVE

Le opere saranno realizzate secondo la seguente successione di fasi:

- 1 - Prescavo per regolarizzazione superficiale e realizzazione piano di esecuzione di pali $\Phi 1200$.
- 2 - Realizzazione paratie e selle di appoggio
- 3 - Posa delle travi in c.a.p
- 4 - Realizzazione della soletta di completamento dell'impalcato
- 5 - Scavo per realizzazione sede stradale Acquasparta - Spoleto

In futuro sar  eseguito anche lo scavo per la realizzazione della sede stradale Spoleto - Acquasparta

1.3 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli strutturali sono stati redatti nella piena osservanza delle normative vigenti, con particolare riferimento al **DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018 "AGGIORNAMENTO DELLE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"**.

1.4 METODO E PARAMETRI DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni   condotto in campo elastico lineare mediante modelli della struttura formulati secondo la teoria degli elementi finiti (maggiori esplicazioni si rimandano al seguito). Le verifiche di resistenza sono eseguite con il **metodo semiprobabilistico agli Stati Limite**.

1.5 PRESCRIZIONE MATERIALI

1.5.1. Calcestruzzo

Pile e spalle: zattere di fondazione e pali

Classe		C25/30	
R_{ck} =	resistenza caratteristica cubica	30	MPa
f_{ck} =	resistenza caratteristica cilindrica	25	MPa
f_{cd} =	resistenza di progetto a compressione	14.17	MPa
f_{ctk} =	resistenza a trazione per flessione caratteristica	2.15	MPa
f_{ctk} =	resistenza a trazione caratteristica	1.80	MPa
E_{cm} =	Modulo elastico	31220	MPa
Classe di esposizione XC2			

Pile e spalle: elevazione

Classe		C32/40	
R_{ck} =	resistenza caratteristica cubica	40	MPa
f_{ck} =	resistenza caratteristica cilindrica	32	MPa
f_{cd} =	resistenza di progetto a compressione	18.1	MPa
f_{ctk} =	resistenza a trazione per flessione caratteristica	2.54	MPa
f_{ctk} =	resistenza a trazione caratteristica	2.12	MPa
E_{cm} =	Modulo elastico	33346	MPa
Classe di esposizione XC3			

1.5.2. Acciaio armatura

Tipo		B450C	
f_{yk} =	tensione caratteristica di snervamento	450	MPa
f_{yd} =	resistenza di progetto	391.3	MPa
E_s =	modulo elastico	206000	MPa

2 ANALISI SISMICA E ANALISI STRUTTURALE

Il ponte viene vincolato in modo classico ossia dispositivi di vincolo dell'impalcato alla sottostruttura in acciaio-teflon così distribuiti:

- un appoggio fisso e due unidirezionali trasversali sulla spalla fissa;
- uno unidirezionale longitudinale più due multidirezionali sulla spalla mobile.

La strategia di protezione antisismica adottata richiede, per un corretto comportamento dell'intero sistema strutturale, che sia la sovrastruttura che la sottostruttura si mantengano sostanzialmente in campo elastico, anche per le azioni di verifica allo SLU. La struttura è pertanto progettata senza applicare le regole della gerarchia delle resistenze ed i dettagli costruttivi per la duttilità, applicando le regole valide per la progettazione "non sismica" in quanto tutte le sollecitazioni sono quelle ricavate per un coefficiente di struttura unitario. Le azioni orizzontali, dovute alla massa dell'impalcato, vengono tutte ripartite tra tutte le sottostrutture.

Date le modalità di vincolo della sovrastruttura è stato possibile condurre un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

2.1 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO e DI PROGETTO

L'azione sismica è valutata con riferimento alle prescrizioni delle NTC 2018. Tali azioni si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza. Nel caso oggetto di studio l'azione sismica di riferimento è lo spettro di progetto elastico.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La vita nominale scelta per la costruzione (V_n) è pari a 50 anni, mentre il coefficiente d'uso della stessa (C_u) è pari a 2.0 (classe d'uso IV).

Per la definizione dello spettro di risposta elastico è necessario conoscere ulteriori parametri di tipo microsismico:

- la categoria di suolo, in accordo con le relazioni specialistiche, è assunta pari a D, ossia:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

per le condizioni topografiche si è scelto di porsi nella categoria topografica T1.

Da tali parametri è possibile definire lo spettro di risposta elastico che è costituito da una forma spettrale considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore dell'accelerazione massima a_g che caratterizza il sito e riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%. I vari parametri e gli spettri impiegati nelle analisi sono definiti come di seguito indicato. L'azione sismica di progetto è definita dallo spettro elastico per il sito in cui ricade la struttura oggetto di studio.

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$\begin{array}{l}
 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.275 g
F_0	2.405
T_C^*	0.333 s
S_S	1.408
C_C	2.167
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.408
η	1.000
T_B	0.240 s
T_C	0.721 s
T_D	2.700 s

2.1.1. Spettro di risposta elastico SLV

Si riporta lo spettro di risposta elastico e i vari parametri necessari alla sua individuazione per lo SLV (stato limite di salvaguardia della vita) che è lo scenario a cui vengono riferite le verifiche di resistenza.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA - SLV

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Opera di tipo 2

$V_N =$ vita nominale 50 anni

Classe d'uso IV

$C_U =$ coefficiente d'uso 2.0

$V_R =$ periodo di riferimento per l'azione sismica 100 anni

Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV

P_{VR} =	probabilità di superamento nel periodo di riferimento	10%
T_R =	Periodo di ritorno dell'azione sismica	949 anni

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

LON =	longitudine	12.738
LAT =	latitudine	42.646
a_g =	accelerazione orizzontale massima al sito	2.443 m/s ²
F_0 =	coefficiente di amplificazione spettrale massima	2.414
T_C^* =	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.332 s

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

	<i>Categoria di sottosuolo</i>	<i>D</i>
S_S =	coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.408
C_C =	coefficiente di sottosuolo	2.167
	<i>Categoria topografica</i>	<i>T1</i>
S_T =	coefficiente di amplificazione topografica	1
S =	$S_S \times S_T$	1.408
ξ =	coefficiente di smorzamento viscoso	5%
η =	$\sqrt{(10/(5+\xi))}$	1.00

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE
Componenti orizzontali

T_C =	periodo di inizio tratto a v = cost	0.72 s
T_B =	periodo di inizio tratto ad a = cost	0.24 s
T_D =	periodo di inizio tratto a s = cost	2.7 s

Componenti verticali

F_v =	coefficiente di amplificazione spettrale massima	1.702
T_C =	periodo di inizio tratto a v = cost	0.15 s
T_B =	periodo di inizio tratto ad a = cost	0.05 s
T_D =	periodo di inizio tratto a s = cost	1.00 s

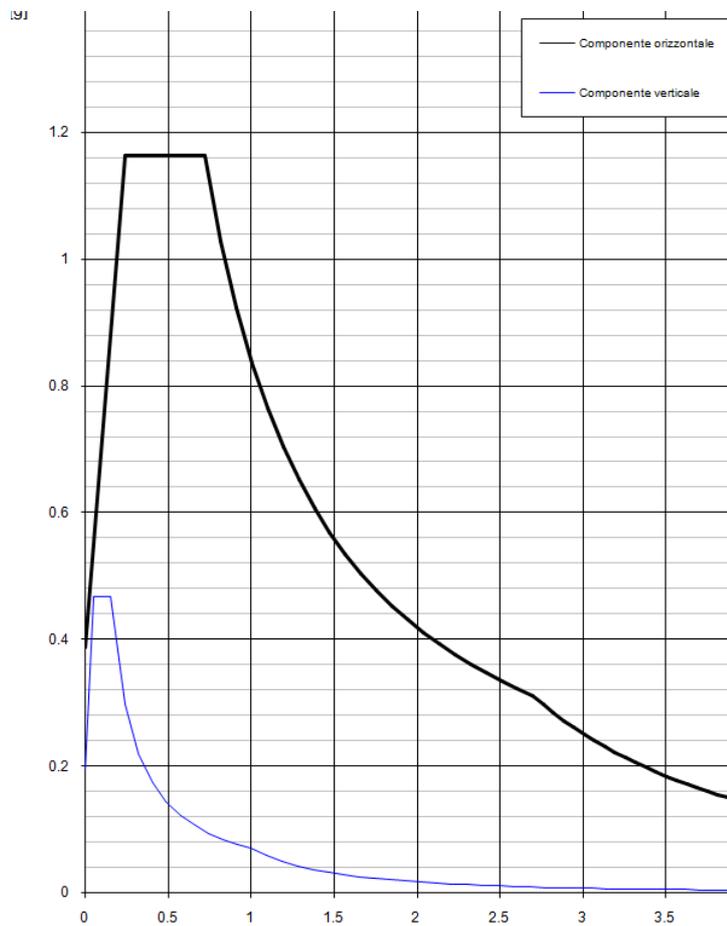


Figura -4: spettri elastici SLV.

2.1.2. Spettro di risposta elastico SLC

Si riporta lo spettro di risposta elastico e i vari parametri necessari alla sua individuazione per lo SLC (stato limite di collasso) che è lo scenario a cui vengono riferite le verifiche dei dispositivi antisismici.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA - SLC

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Opera di tipo 2

$V_N =$ vita nominale 50 anni

Classe d'uso IV

$C_U =$ coefficiente d'uso 2.0

$V_R =$ periodo di riferimento per l'azione sismica 100 anni

Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLC

$P_{VR} =$ probabilità di superamento nel periodo di riferimento 5%

$T_R =$ Periodo di ritorno dell'azione sismica 1950 anni

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

$LON =$ longitudine	42.646
$LAT =$ latitudine	12.738
$a_g =$ accelerazione orizzontale massima al sito	3.100 m/s ²
$F_0 =$ coefficiente di amplificazione spettrale massima	2.421
$T_C^* =$ periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.344 s

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

<i>Categoria di sottosuolo</i>	<i>D</i>
$S_S =$ coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.154
$C_C =$ coefficiente di sottosuolo	2.128
<i>Categoria topografica</i>	<i>T1</i>
$S_T =$ coefficiente di amplificazione topografica	1
$S = S_S \times S_T$	1.154
$\xi =$ coefficiente di smorzamento viscoso	5%
$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$	1.00

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Componenti orizzontali

Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

T_C =	periodo di inizio tratto a v = cost	0.73 s
T_B =	periodo di inizio tratto ad a = cost	0.25 s
T_D =	periodo di inizio tratto a s = cost	2.98 s

Componenti verticali

F_v =	coefficiente di amplificazione spettrale massima	1.909
T_C =	periodo di inizio tratto a v = cost	0.15 s
T_B =	periodo di inizio tratto ad a = cost	0.05 s
T_D =	periodo di inizio tratto a s = cost	1.00 s

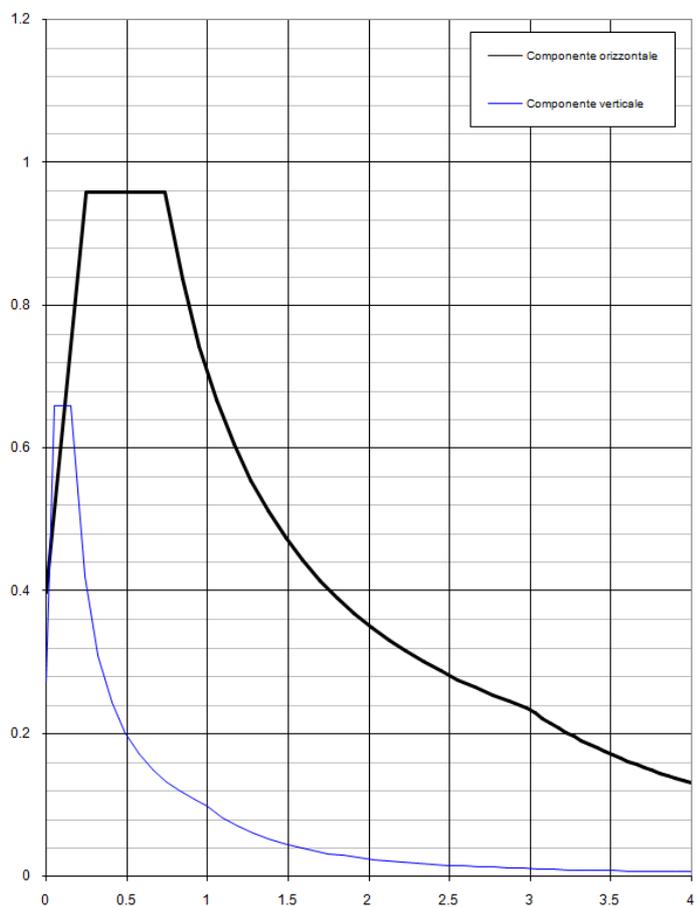


Figura -5: spettri elastici SLC.

2.1.3. Spettro di risposta elastico SLD

Si riporta lo spettro di risposta elastico e i vari parametri necessari alla sua individuazione per lo SLD (stato limite di danno) che è lo scenario a cui vengono riferite le verifiche degli elementi non strutturali.

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA - SLD

PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

<i>Opera di tipo 2</i>		
$V_N =$	vita nominale	50 anni
<i>Classe d'uso IV</i>		
$C_U =$	coefficiente d'uso	2.0
$V_R =$	periodo di riferimento per l'azione sismica	100 anni
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLD		
$P_{VR} =$	probabilità di superamento nel periodo di riferimento	63%
$T_R =$	periodo di ritorno dell'azione sismica	101 anni

PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA

$LON =$	longitudine	42.646
$LAT =$	latitudine	12.738
$a_g =$	accelerazione orizzontale massima al sito	1.030 m/s ²
$F_0 =$	coefficiente di amplificazione spettrale massima	2.386
$T_C^* =$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.282 s

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE

<i>Categoria di sottosuolo</i>		<i>D</i>
$S_S =$	coefficiente di amplificazione stratigrafica	1.80
$C_C =$	coefficiente di sottosuolo	2.32
<i>Categoria topografica</i>		<i>T1</i>
$S_T =$	coefficiente di amplificazione topografica	1
$S =$	$S_S \times S_T$	1.800
$\xi =$	coefficiente di smorzamento viscoso	5%
$\eta =$	$\sqrt{10/(5+\xi)}$	1.00

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

Componenti orizzontali

$T_C =$	periodo di inizio tratto a $v = \text{cost}$	0.67 s
$T_B =$	periodo di inizio tratto ad $a = \text{cost}$	0.22 s
$T_D =$	periodo di inizio tratto a $s = \text{cost}$	2.08 s

Componenti verticali

$F_v =$	coefficiente di amplificazione spettrale massima	1.108
$T_C =$	periodo di inizio tratto a $v = \text{cost}$	0.15 s
$T_B =$	periodo di inizio tratto ad $a = \text{cost}$	0.05 s
$T_D =$	periodo di inizio tratto a $s = \text{cost}$	1.00 s

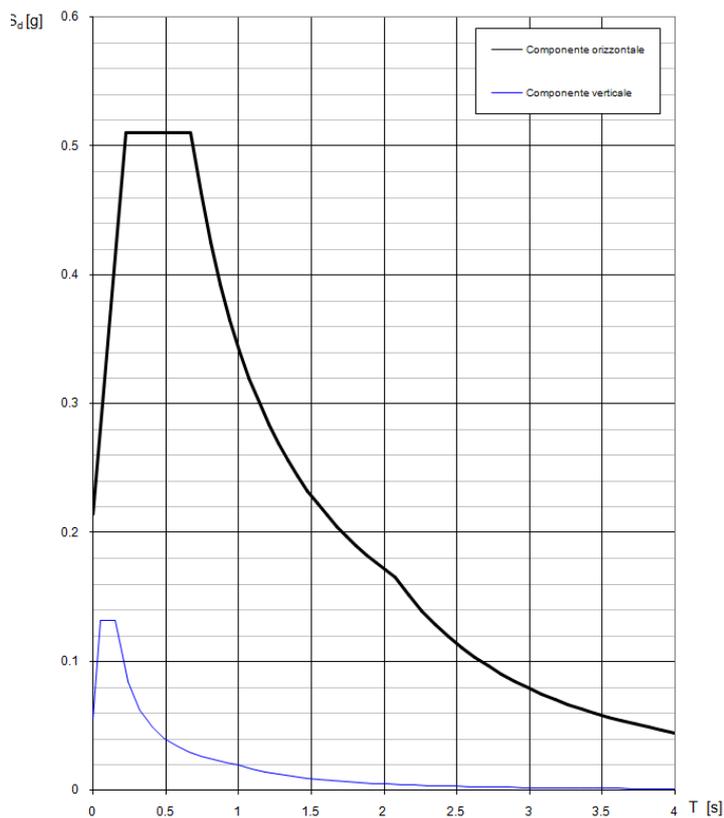


Figura -6: spettri SLD.

2.2 MODELLAZIONE

Per la modellazione e la valutazione delle azioni sismiche si rimanda alla relazione dell'impalcato. La spalla viene analizzata con i classici metodi pseudo statici considerandola infinitamente rigida.

2.3 COMBINAZIONE DEI CARICHI

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

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{ki} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire combinato con.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura e della fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Nelle successive tabelle si riportano i valori dei coefficienti parziali delle azioni assunti per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi. Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle tabelle sopra citate. Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) sono stati adottati due diversi approcci progettuali. Nell' *Approccio 1* si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella *Combinazione 1* dell' *Approccio 1*, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle sopra citate. Nella *Combinazione 2* dell' *Approccio 1*, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. Nell' *Approccio 2* si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1. I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nei capitoli di verifica di tali elementi ed elencati nelle tabelle seguenti.

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

In condizione sismica le verifiche agli stati limite ultimi sono state effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali specifici per i casi oggetto di studio.

3 APPOGGI E GIUNTI

3.1 APPOGGI

Lo schema di vincolo è mostrato nella figura seguente. La corsa degli apparecchi di appoggio è valutata come di seguito mostrato (spostamenti sismici allo SLC).



Figura -7: schema vincolo (pianta).

d_E	spostamento massimo da azione sismica	[mm]	83
α	accelerazione sismica normalizzata		0.25
γ_x			1.60
d_{EX}	spostamento di progetto all'interfaccia di isolamento	[mm]	132.8
ΔT	variazione termica uniforme	[°C]	25
α	coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.00001
L	lunghezza di riferimento	[m]	15
d_T	elongazione da effetto termico	[mm]	3.75
α_T	coefficiente di combinazione		0.4
d_{TS}	spostamento di combinazione termico	[mm]	1.5
d_G	spostamenti per effetti a lungo termine (ritiro)	[mm]	8
$d_{EX,d}$	spostamento di progetto totale	[mm]	142.3

Dalla relazione di calcolo dell'impalcato si determinano le reazioni trasmesse, di seguito richiamate.

SCHEMA DI VINCOLO

Legenda

	F =	appoggio fisso
	UL =	appoggio unilaterale longitudinale
	UT =	appoggio unilaterale trasversale
	M =	appoggio mobile

$R_v =$	reazione verticale appoggio
$R_l =$	reazione longitudinale appoggio
$R_t =$	reazione trasversale appoggio

Allineamento

trave 1

trave 2

trave 3

A

F

UT

UT

B

UL

M

M

n. appoggi	3	3
n. fissi longitudinali	3	0
n. fissi trasversali	1	1

VALORI CARATTERISTICI

azione		R_v kN	R_l kN	R_t kN
peso proprio trave	g1	273	0	0
peso proprio trasversi	g1	15	0	0
peso proprio soletta	g1	229	0	0
permanenti portati	g2	159	0	0
carichi mobili	q1	753	0	0
azione di frenamento	q3	0	145	0
azione centrifuga	q4	0	0	0

vento	q5	0	0	158
sismica	q6	0	543	1083

COMBINAZIONE	U6	γ	Rv kN	RI kN	Rt kN
azione					
peso proprio trave		1.00	273	0	0
peso proprio traversi		1.00	15	0	0
peso proprio soletta		1.00	229	0	0
permanenti portati		1.00	159	0	0
carichi mobili		0.00	0	0	0
azione di frenamento		0.00	0	0	0
azione centrifuga		0.00	0	0	0
vento		0.00	0	0	0
sismica		1.00	0	543	1083
totale			676	543	1083

COMBINAZIONE	U2	γ	Rv kN	RI kN	Rt kN
azione					
peso proprio trave		1.35	369	0	0
peso proprio traversi		1.35	20	0	0
peso proprio soletta		1.35	309	0	0
permanenti portati		1.50	238	0	0
carichi mobili		1.35	1017	0	0
azione di frenamento		0.00	0	0	0
azione centrifuga		0.00	0	0	0
vento		0.90	0	0	142
sismica		0.00	0	0	0
totale			1953	0	142

Le caratteristiche di tali apparecchi sono di seguito mostrate, con il seguente significato delle sigle:

- M= multi direzionale;
- UL= unidirezionale longitudinale;
- UT= unidirezionale trasversale;
- F= fisso;
- SLE= stato limite di esercizio combinazione quasi permanente (carico agente sull'appoggio in situazione sismica);
- SLU= stato limite ultimo;
- SLC= stato limite di collasso.

SCARICHI PER APPOGGIO E SPOSTAMENTI							
ELEMENTO	SCARICHI PER APPOGGIO (kN)				ESCURSIONI [mm]		ROTAZIONE [deg]
	Vert.SLU	Vert.SLE	Long.	Trasv.	Long.	Trasv.	
F	2000	700	250	600	-	-	5°
UT	2000	700	250	-	-	±20	5°
UL	2000	700	-	600	±150	-	5°
M	2000	700	-	-	±150	±20	5°

Figura -8: sintesi reazioni SLV (per le verifiche delle sottostrutture) e spostamenti allo SLC.

3.2 GIUNTI

I giunti sono dimensionati per garantire i movimenti lenti (termica, ritiro) ma, soprattutto, per rimanere integri per un sisma allo stato limite di danno. In accordo a UNI ENV 1998-2:2005 l'escursione si valuta come:

$$d_{Ed} = d_E + d_G + \psi_2 d_T$$

d_E	spostamento massimo da azione sismica	[mm]	55
α	accelerazione sismica normalizzata		0.25
γ_x			1.60
d_{EX}	spostamento di progetto all'interfaccia di isolamento	[mm]	88.0
ΔT	variazione termica uniforme	[°C]	25
α	coefficiente di dilatazione termica	[1/°C]	0.00001
L	lunghezza di riferimento	[m]	15
d_T	elongazione da effetto termico	[mm]	3.75
α_T	coefficiente di combinazione		0.4
d_{TS}	spostamento di combinazione termico	[mm]	1.5
d_G	spostamenti per effetti a lungo termine (ritiro)	[mm]	8
$d_{EX,d}$	spostamento di progetto totale	[mm]	97.5

Si necessita, sulla spalla mobile, di un giunto con escursione longitudinale di ± 100 .

4 PROGETTO E VERIFICA SPALLA E FONDAZIONE

La spalla è realizzata su una seggiola su pali di grande diametro. Si riportano i calcoli e le verifiche per la spalla fissa in quanto più cimentata (tutte le azioni e le resistenze saranno sempre riferite ad un metro di spalla, anche se non specificato).

4.1 ANALISI DEI CARICHI

4.1.1. Azioni statiche trasmesse dall'impalcato

Le risultanti sul piano appoggi dei carichi trasmessi dall'impalcato sono dunque le seguenti (riportate al metro di spalla):

	N [t/m]	H _i [t/m]	H _t [t/m]	M _t [tm/m]
Peso impalcato	26.7	0	0	0.0
Ritiro	0	0	0	0
Gradiente termico	0	0	0	0
Accidentali max N	19.2	4	0	17.3
Accidentali max M _t	12.4	4	0	25.1
Vento	0	0	0.0	0.0

4.1.2. Azioni dinamiche

Le azioni sismiche allo quota appoggi sono:

Sisma longitudinale

Forza longitudinale
H_i 13.92 t/m

Sisma trasversale

Forza trasversale H_t 7.83 t/m

Sisma verticale

Forza verticale ΔN 3.31 t/m

4.2 PROGETTO SEGGIOLA

4.2.1. Geometria

Si riportano di seguito prospetti, piante e sezioni afferenti alla spalla oggetto di studio.

SEZIONE X-X SCALA 1:100

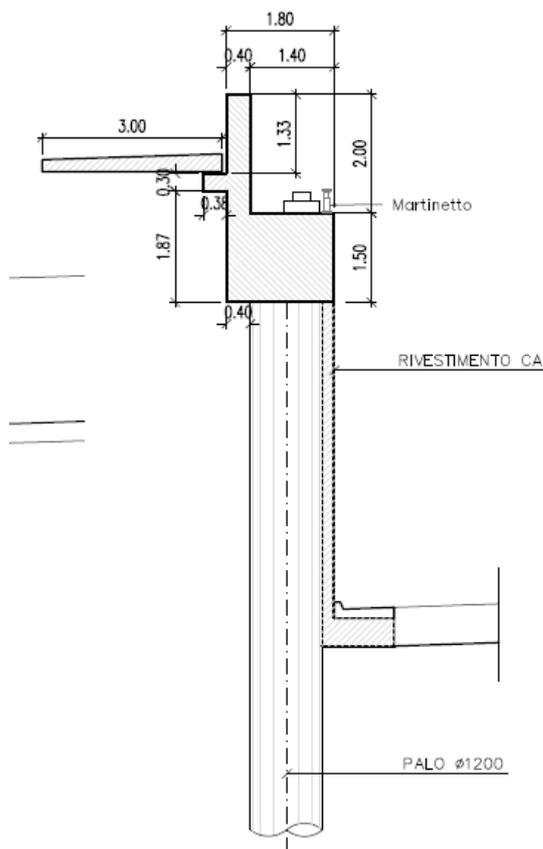


Figura -9: sezione spalla a seggiola.

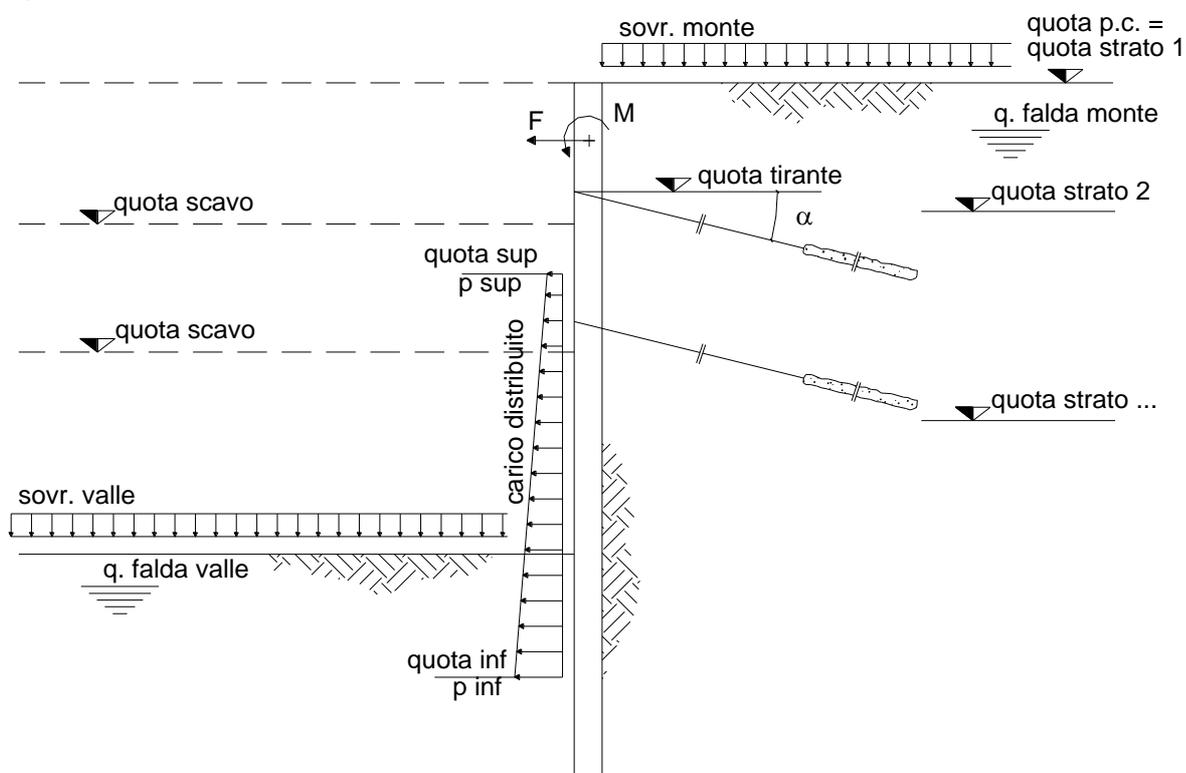
Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

I parametri maggiormente significativi della campata in esame sono i seguenti :

Interasse pila - spalla (lunghezza campata)	$l =$	28.00	(m)
Interasse appoggi campata	$l_a =$	27.50	(m)
Eccentricità longitudinale asse appoggi	$ea =$	0.75	(m)

In accordo al punto 6.5.2.2 delle NTC18, l'entità dello scavo è stata incrementata di $\Delta h = \min(0.5m; 10\%H_{scavo})$, in cui H_{scavo} è l'altezza di scavo prevista.

Paratie di pali

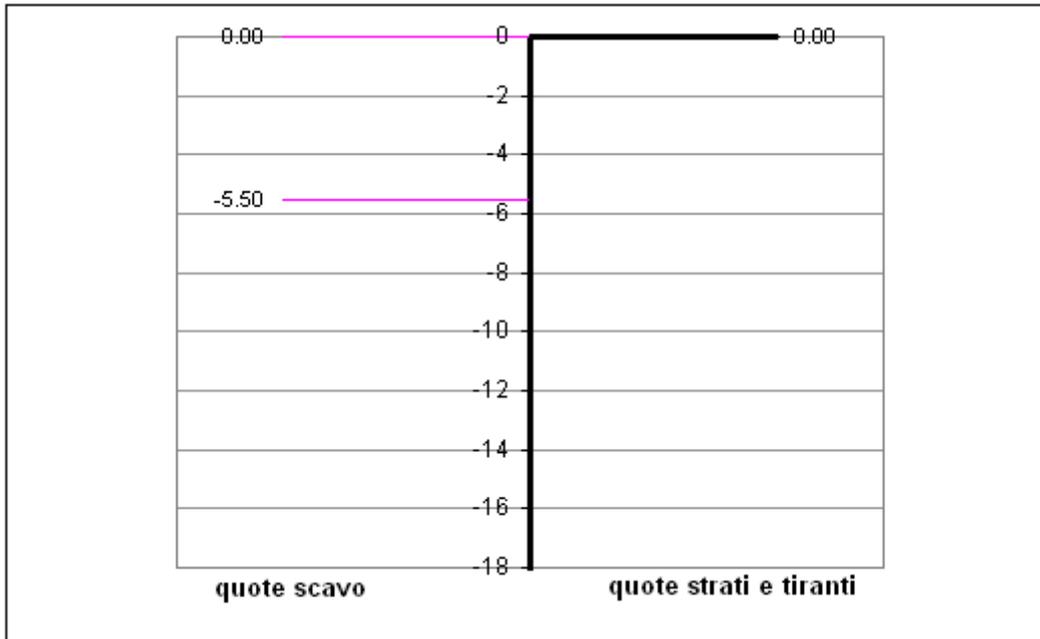


strati terreno	quote (m)
p.c.=strato 1	0.00
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-30.00

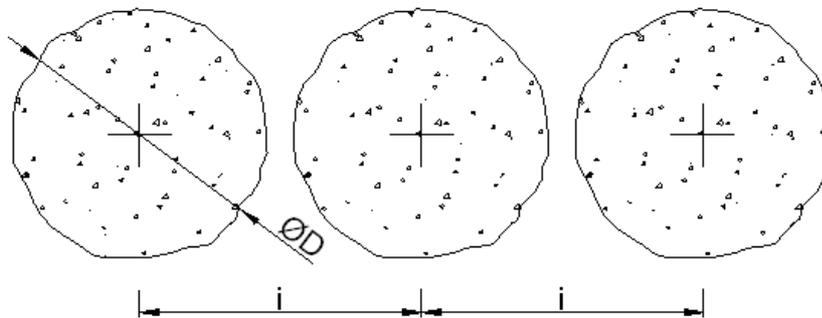
L paratia (m)
18.00

EI (kN m ²)
2.27E+06

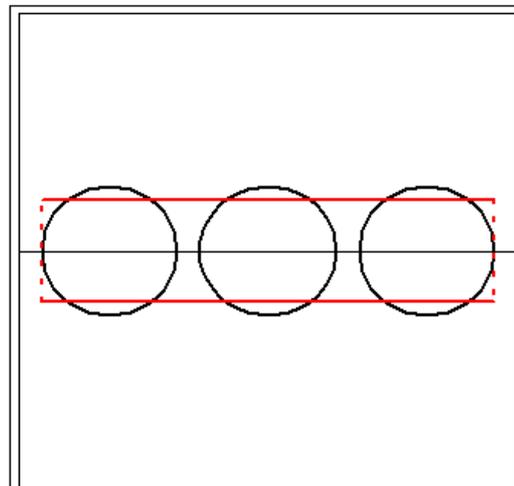
Quota scavo (m)
-6.0



La rigidezza equivalente di un metro di paratia si valuta come di seguito indicato.



Diametro	D	1200 [mm]
Raggio	R	600 [mm]
Interasse	i	1400 [mm]
Inerzia	I	7.271E+10 [mm ⁴ /m]
calcestruzzo		
Resistenza cubica	Rck	30 $\frac{N}{mm^2}$
Resistenza cilindrica	fck	24.9 [N/mm ²]
Modulo elastico	Ecls	31220 [N/mm ²]
S equivalente	Seq	955.5 [mm]
Rigidezza	EI	2269.9 [MN m ²]



4.2.2. Combinazioni di carico

Stato limite ultimo

- Coefficienti moltiplicativi che tengono conto della non contemporaneità delle varie azioni variabili trasmesse dall'impalcato alla spalla

TABELLA 5.1.VI- Coefficienti Ψ per azioni variabili (SLU) - impalcato

	Coeff. Ψ		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Accidentali - frenamento	0.75	0.75	0
Vento ponte scarico	0.6	0.2	0
Vento ponte carico	0.6	--	--
Temperatura	0.6	0.6	0.5

TABELLA 5.1.IV - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Impalcato

Parametro		Coeff. parziali γ_f	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.35	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole Q-		accidentali	1.35
	vento	1.50	1.30
	ritiro, ...	1.20	1.00
Variabile favorevole Q+	accidentali	0.00	0.00
	vento	0.00	0.00
	ritiro, ...	0.00	0.00

TABELLA 6.2.I - Coefficienti parziali relativi alle azioni (SLU) - Terreno

Parametro		Coeff. parziali γ_f	
		A1	A2
Permanente sfavorevole	G-	1.30	1.00
	Permanente favorevole	G+	1.00
Variabile sfavorevole		Q-	1.50
Variabile favorevole	Q+	0.00	0.00

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali γ_m	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Coesione non drenata	c_{uk}	1.00	1.40
Peso unità di volume	γ	1.00	1.00

AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO IN CONDIZIONI DI SISMA
SISMA TRASVERSALE

Si indica con $h_{bar,p}$ l'altezza del baricentro dei carichi permanenti (punto dove risulta applicata la forza sismica orizzontale) rispetto alla quota degli appoggi

Orizzont.			Vert.
$H_{s,t}$ (t)	$h_{bar,p}$	$M_{s,t}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
7.83	0.75	5.88	3.31

SISMA LONGITUDINALE

Il punto di applicazione della forza sulla spalla è posto ad un'altezza rispetto agli appoggi pari a $h_{sism,l}$

Orizzont.			Vert.
$H_{s,l}$ (t)	$h_{sism,l}$	$M_{s,l}$ (t*m)	$\Delta N_{s,t}$ (t)
13.92	0.00	0.00	3.31

Si riassumono di seguito le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato alla spalla (azioni a quota appoggi e in asse impalcato)

			N t	H_l t	H_t t	M_l t*m	M_t t*m
Esercizio	Permanenti	g1+g2	26.7	0.0	0.0	0.0	0.0
	Carichi mobili max N	q1+q2	19.2	0.0	0.0	0.0	17.3
	Carichi mobili max M _t	q1+q2	12.4	0.0	0.0	0.0	25.1
	Frenamento	q3	0.0	45.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato scarico	q5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Vento impalcato carico	q5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	Resistenze parassite vincoli	q7	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0
Sisma	Sisma longitudinale	q6	0.0	13.9	0.0	0.0	0.0
	Sisma trasversale	q6	0.0	0.0	7.8	0.0	5.9
	Sisma verticale	q6	3.3	0.0	0.0	0.0	0.0
	Sisma verticale -	q6	-3.3	0.0	0.0	0.0	0.0

4.2.3. Input sismico

La risposta sismica di una struttura di sostegno come una paratia viene studiata mediante metodi pseudo statici nei quali l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

La componente orizzontale a_h si lega all'accelerazione di picco a_{max} mediante la relazione $a_h = k_h * g = \beta_m * a_{max} = 0.14 g$, con il seguente significato dei simboli:

- a_{max} = accelerazione di picco = $S * a_g = 0.387 g$;
- g = accelerazione di gravità) $9.81 ms^{-2}$
- β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa dal sito pari a 0.38.

La componente verticale, a_v , può essere trascurata nel caso di paratie, così come possono trascurarsi gli effetti inerziali sulle masse che costituiscono la paratia. Nelle apposite sezioni vengono esplicitati i metodi ed i valori impiegati per la determinazione dei coefficienti di spinta e le forze associate al sisma.

4.2.4. Sintesi azioni (A1+M1)

Segue la valutazione delle azioni fino a quota intradosso seggiola. Tali carichi vengono applicati come carichi esterni alla paratia, nell'apposito software di calcolo impiegato. Tale software, descritto nell'apposita sezione, tiene automaticamente conto degli effetti di interazione tra terreno e struttura.

Si assume che l'altezza totale di spinta sia pari all'altezza del paraghiaia più metà altezza del cordolo.

$$H_{m+par} = 2.0 + 0.75 = 2.75 \text{ m}$$

TABELLA 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

Parametro		Coeff. parziali γ_m	
		M1	M2
Tan. angolo attrito interno	$\tan \phi'_k$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	1.00	1.25
Coesione non drenata	c_{uk}	1.00	1.40
Peso unità di volume	γ	1.00	1.00

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

-

Per la condizione di carico M1 i valori di $\tan \phi'_k$ e γ_t devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 7.2.1 delle NTC 18

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno γ_t , un angolo di attrito interno ϕ' e un angolo di attrito muro-terreno δ pari a:

$$\gamma_t = 1.80 \quad \text{t/m}^3 \qquad \phi' = 28^\circ \qquad \delta = 14^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva K_a dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$$K_a = 0.317$$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico q_s pari a:

$$q_s = 2.00 \quad \text{t/m}^2$$

AZIONI VERTICALI

Indicando con Q_t il peso del terreno al di sopra della platea, con Q_s il peso del sovraccarico agente sul terreno e con e_{Qt} ed e_{Qs} le eccentricità dei carichi Q_t e Q_s rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

B_{Ip} (m)	B_{tp} (m)	S_p (m)	$B_{Im,sup}$ (m)	H_{m+par} (m)	$S_{pt,r}$ (m)
1.50	1.00	0.00	1.50	2.8	0.00

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
0.00	0.00	1.50	1.50

□

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{Sav,t}$ (m)	$e_{Sav,s}$ (m)
1.03	0.60	1.50	1.50

AZIONI ORIZZONTALI

Indicando con $S_{a,t}$ e $S_{a,s}$ la spinta attiva dovute al peso del terreno e al sovraccarico, e con $e_{Sa,t}$ e $e_{Sa,s}$ le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_{m+par} (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
1.00	1.00	2.80	4.12	2.41	1.27	1.90

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

L'azione sismica viene rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico (analisi pseudo-statica, Eurocodice parte 5, punto 7.3.2)

Accelerazione al bedrock a_g	2.275	m/s ²
F_0	2.405	
T_c^*	0.333	s
Coeff. amplificazione topografica c_t	1	
Categoria suolo di fondazione	D	

Sisma orizzontale

S_s	1.503
$K_h = a_g/g * S$	0.1872

Sisma verticale

S_s	1.000
Coeff. S	1
$K_v = a_g/g * S$	0

SISMA LONGITUDINALE

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato.

Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche $K_{a,s}$, si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

$\phi' = 28^\circ$	$\delta = 14^\circ$
θ^+ sisma incr. pesi = 11°	θ^- sisma decr. pesi = 11°

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche $K_{a,s}$ (componente orizzontale)

$K_{a,s} = 0.429$	sisma incremento pesi
$K_{a,s} = 0.429$	sisma decremento pesi

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma $\Delta S_{a,t}$.

Ricordando

Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_m (m)	H_{par} (m)
1.0			
0	1.00	0.00	2.80

ΔS_{a,t} (t)	e_{Sa,t} (t*m)	ΔM_{Sa,t} (t*m)
1.4		
6	1.90	-2.78

 sisma incremento
 pesi

ΔS_{a,t} (t)	e_{Sa,t} (t*m)	ΔM_{Sa,t} (t*m)
1.4		
6	1.90	-2.78

 sisma decremento
 pesi

Si ha inoltre la forza d'inerzia F_{iQt} che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$, derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
F_{iQt} (t)	e_{FiQt} (m)	M_{FiQt} (t*m)	ΔQ_{s,l} (t)
0.0			
0	2.40	0.00	0.00

SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia F_{iQt} orizzontale e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$ derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
F_{iQt} (t)	e_{FiQt} (m)	M_{FiQt} (t*m)	$\Delta Q_{s,t}$ (t)
0.00	2.40	0.00	0.00

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	H_i (t)	H_t (t)	M_i (t*m)	M_t (t*m)
Peso terreno sopra platea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva terreno	1.03	4.12	0.00	-3.67	0.00
Spinta per carico acc.	0.60	2.41	0.00	-3.67	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1.46	0.00	-2.78	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	1.46	0.00	-2.78	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. incr. peso	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. decr. peso	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.2.5. Sintesi azioni (A2+M2)

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI NORMALI

-

Per la condizione di carico M2 i valori di $\tan \phi'_k$ e γ_t devono essere divisi per i coeff. parziali indicati nella tabella 6.2. Il NTC18

Per il calcolo delle azioni trasmesse dal terreno si assume dunque un peso specifico del terreno γ_t , un angolo di attrito interno ϕ' e un angolo di attrito muro-terreno δ pari a:

$$\gamma_t = 1.80 \quad \text{t/m}^3 \qquad \phi' = 23^\circ \qquad \delta = 12^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva K_a dalla relazione di Mononobe e Okabe (componente orizzontale)

$$K_a = 0.389$$

Si assume inoltre che il terreno al di sopra della platea di fondazione della spalla sia gravato da un sovraccarico q_s pari a:

$$q_s = 2.00 \quad \text{t/m}^2$$

AZIONI VERTICALI

Indicando con Q_t il peso del terreno al di sopra della platea, con Q_s il peso del sovraccarico agente sul terreno e con e_{Qt} ed e_{Qs} le eccentricità dei carichi Q_t e Q_s rispetto al filo anteriore della platea di fondazione, risulta:

B_{lp} (m)	B_{tp} (m)	S_p (m)	$B_{lm,sup}$ (m)	H_{m+par} (m)	S_{pt} (m)
1.50	1.00	0.00	1.50	2.8	0.00

Q_t (t)	Q_s (t)	e_{Qt} (m)	e_{Qs} (m)
0.00	0.00	1.50	1.50

□

Per la componente verticale della spinta attiva in esercizio risulta

$S_{av,t}$ (t)	$S_{av,s}$ (t)	$e_{Sav,t}$ (m)	$e_{Sav,s}$ (m)
1.03	0.60	1.50	1.50

AZIONI ORIZZONTALI

Indicando con $S_{a,t}$ e $S_{a,s}$ la spinta attiva dovuta al peso del terreno e al sovraccarico, e con $e_{Sa,t}$ e $e_{Sa,s}$ le eccentricità di tali forze rispetto all'intradosso della platea di fondazione, si ha:

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_{m+par} (m)	$S_{a,t}$ (t)	$S_{a,s}$ (t)	$e_{Sa,t}$ (m)	$e_{Sa,s}$ (m)
1.00	1.00	2.80	5.05	2.95	1.27	1.90

AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO IN CONDIZIONI DI SISMA

– Riassumendo per i coeff. sismici risulta:

$$K_h = \frac{0.187}{2} = 0.0935$$

$$K_v = 0$$

SISMA LONGITUDINALE

In caso di sisma longitudinale orizzontale si ha incremento di spinta sismico del terreno portato.

Il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche $K_{a,s}$, si calcola, come prescritto dall'Eurocodice parte 5, attraverso la formula di Mononobe e Okabe.

Riassumendo

$$\phi' = 23^\circ \quad \delta = 12^\circ$$

$$\theta^+ \text{ sisma incr. pesi} = 11^\circ \quad \theta^- \text{ sisma decr. pesi} = 11^\circ$$

Si calcola poi il coeff. di spinta attiva in condizioni sismiche $K_{a,s}$ (componente orizzontale)

$$K_{a,s} = 0.522 \quad \text{sisma incremento pesi}$$

$$K_{a,s} = 0.522 \quad \text{sisma decremento pesi}$$

da cui si calcola l'incremento di spinta del terreno durante il sisma $\Delta S_{a,t}$.

Ricordando

B_{tp} (m)	H_p (m)	H_m (m)	H_{par} (m)
1.0	1.00	0.00	2.80

$\Delta S_{a,t}$	$e_{Sa,t}$	$\Delta M_{Sa,t}$

(t)	(t*m)	(t*m)
1.7		
3	1.90	-3.29

sisma incremento
pesi

$\Delta S_{a,t}$	$e_{sa,t}$	$\Delta M_{sa,t}$
(t)	(t*m)	(t*m)
1.7		
3	1.90	-3.29

sisma decremento
pesi

Si ha inoltre la forza d'inerzia F_{iQt} che si trasmette per attrito alla platea di fondazione, e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$, derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
F_{iQt}	e_{FiQt}	M_{FiQt}	$\Delta Q_{s,l}$
(t)	(m)	(t*m)	(t)
0.0			
0	2.40	0.00	0.00

SISMA TRASVERSALE

In caso di sisma trasversale non si ha incremento sismico di spinta sul terreno portato. Sono presenti invece la forza d'inerzia F_{iQt} orizzontale e la forza d'inerzia verticale $\Delta Q_{s,t}$ derivanti dal terreno al di sopra della platea di fondazione.

orizzontale			verticale
F_{iQt}	e_{FiQt}	M_{FiQt}	$\Delta Q_{s,t}$
(t)	(m)	(t*m)	(t)
0.0			
0	2.40	0.00	0.00

Riassumendo le varie azioni trasmesse dal terreno alla spalla, sia in condizioni normali che di sisma, considerate agenti sul filo anteriore della fondazione, si ha:

Az. progetto	N (t)	H_l (t)	H_t (t)	M_l (t*m)	M_t (t*m)
Peso terreno sopra platea	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Peso sovraccarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Spinta attiva terreno	1.03	5.05	0.00	-4.85	0.00
Spinta per carico acc.	0.60	2.95	0.00	-4.71	0.00
Sisma long. orizz.incr. peso	0.00	1.73	0.00	-3.29	0.00
Sisma long. orizz.decr. peso	0.00	1.73	0.00	-3.29	0.00
Sisma trasv. orizzontale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. incr. peso	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma vert. decr. peso	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

4.2.6. Sintesi azioni quota intradosso seggiola

Si riporta la sintesi delle azioni a quota intradosso seggiola che consentono di individuare la situazione più gravosa che definisce i carichi e lo scenario in cui occorre verificare la paratia.

	Comb	N	H _l	H _t	M _l	M _t	
		t	t	t	t*m	t*m	
Esercizio	1	62.0	0.6	0.0	-0.9	23.4	A1+M1
	2	52.8	0.6	0.0	-0.9	33.9	A1+M1
	3	52.6	0.6	0.0	-0.9	23.4	A1+M1
	4	43.4	0.6	0.0	-0.9	33.9	A1+M1
	5	48.8	0.5	0.0	-0.7	19.9	A2+M2
	6	41.0	0.5	0.0	-0.7	28.9	A2+M2
	7	48.8	0.5	0.0	-0.7	19.9	A2+M2
	8	41.0	0.5	0.0	-0.7	28.9	A2+M2
	9	55.5	6.7	0.0	-10.0	17.5	A1+M1
	10	48.6	6.7	0.0	-10.0	25.4	A1+M1
	11	46.1	6.7	0.0	-10.0	17.5	A1+M1
	12	39.3	6.7	0.0	-10.0	25.4	A1+M1
	13	43.3	4.4	0.0	-6.5	14.9	A2+M2
	14	37.4	0.5	0.0	-0.7	21.6	A2+M2
	15	43.3	5.7	0.0	-8.5	14.9	A2+M2
	16	37.4	5.7	0.0	-8.5	21.6	A2+M2
	17	36.0	0.0	0.0	0.0	0.0	A1+M1
	18	26.7	0.0	0.0	0.0	0.0	A1+M1
	19	26.7	0.0	0.0	0.0	0.0	A2+M2
	20	26.7	0.0	0.0	0.0	0.0	A2+M2
Sisma	21	37.0	13.9	2.4	-20.9	5.3	A1+M1
	22	27.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A1+M1
	23	35.1	13.9	2.4	-20.9	5.3	A1+M1
	24	25.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A1+M1
	25	37.0	4.2	7.8	-6.3	17.6	A1+M1
	26	27.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A1+M1
	27	35.1	4.2	7.8	-6.3	17.6	A1+M1
	28	25.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A1+M1
	29	39.4	4.2	2.4	-6.3	5.3	A1+M1

	30	30.0	4.2	2.4	-6.3	5.3	A1+M1
	31	32.7	4.2	2.4	-6.3	5.3	A1+M1
	32	23.4	4.2	2.4	-6.3	5.3	A1+M1
	33	27.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A2+M2
	34	27.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A2+M2
	35	25.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A2+M2
	36	25.7	13.9	2.4	-20.9	5.3	A2+M2
	37	27.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A2+M2
	38	27.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A2+M2
	39	25.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A2+M2
	40	25.7	4.2	7.8	-6.3	17.6	A2+M2
	41	30.0	4.2	2.4	-6.3	5.3	A2+M2
	42	23.4	4.2	2.4	-6.3	5.3	A2+M2
	43	23.4	4.2	2.4	-6.3	5.3	A2+M2
	44	23.4	4.2	2.4	-6.3	5.3	A2+M2

4.3 PROGETTO E VERIFICA PARATIA

4.3.1. Geometria e carichi

I carichi trasmessi dall'impalcato tramite la trave cuscino sono, per le situazioni più gravose, riassunti nella tabella seguente.

SLU	ML [kNm/m]	V [kN/m]	N [kN/m]
A1+M1	100	67	555
A2+M2	85	57	433
Sisma M2	209	139	257

Come si vede la situazione più gravosa per la resistenza della paratia e per la valutazione delle deformazioni orizzontali è quella sismica che è quella per cui si effettueranno le verifiche di seguito mostrate. A tali azioni devono essere aggiunte quelle indotte dal sisma sulla paratia e sul volume di terreno significativo al suo intorno. Gli effetti del sisma sulla paratia sono, per il terreno di monte, costituiti da un incremento nella spinta e dalla nascita di una forza di inerzia associata alla massa del terrapieno. Tali azioni verranno applicate come carichi esterni ritenendo accettabile per esse una distribuzione uniforme con l'altezza. L'intensità della spinta equivalente al sisma nel terreno è di seguito determinata (si indica con H l'altezza totale della paratia):

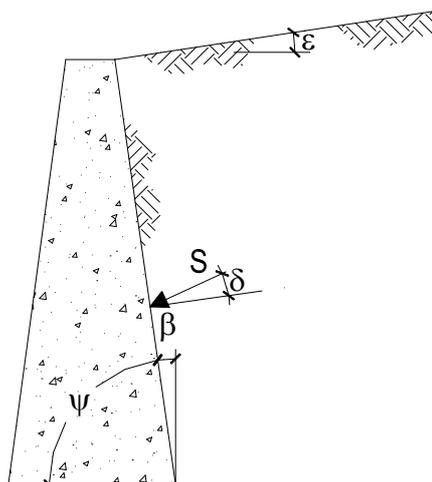
- $q = \text{incremento sismico di spinta (al netto dell'effetto statico)} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot [K_{a,sism} \cdot (1 + K_v) - K_{a,st}] \cdot H^{-1} = 0.5 \cdot 21 \cdot 18 \cdot (0.437 - 0.37) = 13 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di valle l'effetto del sisma si traduce in una riduzione del coefficiente di spinta passivo, in accordo alla teoria di Mononobe-Okabe.

4.3.2. Coefficienti di spinta

I coefficienti di spinta sono valutati come di seguito mostrato (valori relativi alla situazione M2).

φ' =	24.8	(°)
ε =	0.0	(°)
δ =	12.4	(°)
β =	0.0	(°)
ψ =	90.0	(°)



STATICO

COULOMB	
$k_a =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon)}}{\sqrt{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$
$k_p =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi')}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon)}}{\sqrt{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$
RANKINE ($\psi = 90^\circ$)	
$k_a =$	$\frac{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$
$k_p =$	$\frac{\cos \varepsilon + \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}{\cos \varepsilon - \sqrt{\cos^2 \varepsilon - \cos^2 \varphi'}}$

coefficiente di spinta attiva

Coulomb		Rankine	
$k_a =$	0.3703 (-)	$k_a =$	0.4090 (-)

$$kah = ka \cos(\delta_{muro} + \beta)$$

$$kah = \mathbf{0.3616} \quad (-)$$

$$kah = ka \cos(\varepsilon)$$

$$kah = \mathbf{0.4090} \quad (-)$$

coefficiente di spinta passiva
Coulomb

$$kp = \mathbf{3.5079} \quad (-)$$

Rankine

$$kp = \mathbf{2.4450} \quad (-)$$

$$kph = kpcos(\delta_{muro} + \beta)$$

$$kph = \mathbf{3.4261} \quad (-)$$

$$kph = kpcos(\varepsilon)$$

$$kph = \mathbf{2.4450} \quad (-)$$

SISMICO

per $\varepsilon \leq \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi' + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi' - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$	
per $\varepsilon > \varphi' - \theta$	$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$	
$k_p =$	$\frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi' - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi' \cdot \text{sen}(\varphi' + \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi + \varepsilon) \cdot \text{sen}(\psi + \theta)}} \right]^2}$	
1. $\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	2. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$	3. $\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$

$$k_h = \mathbf{0.0938}$$

$$k_v = \mathbf{0.0469}$$

$$\theta^+ = \mathbf{5.12} \quad (^\circ)$$

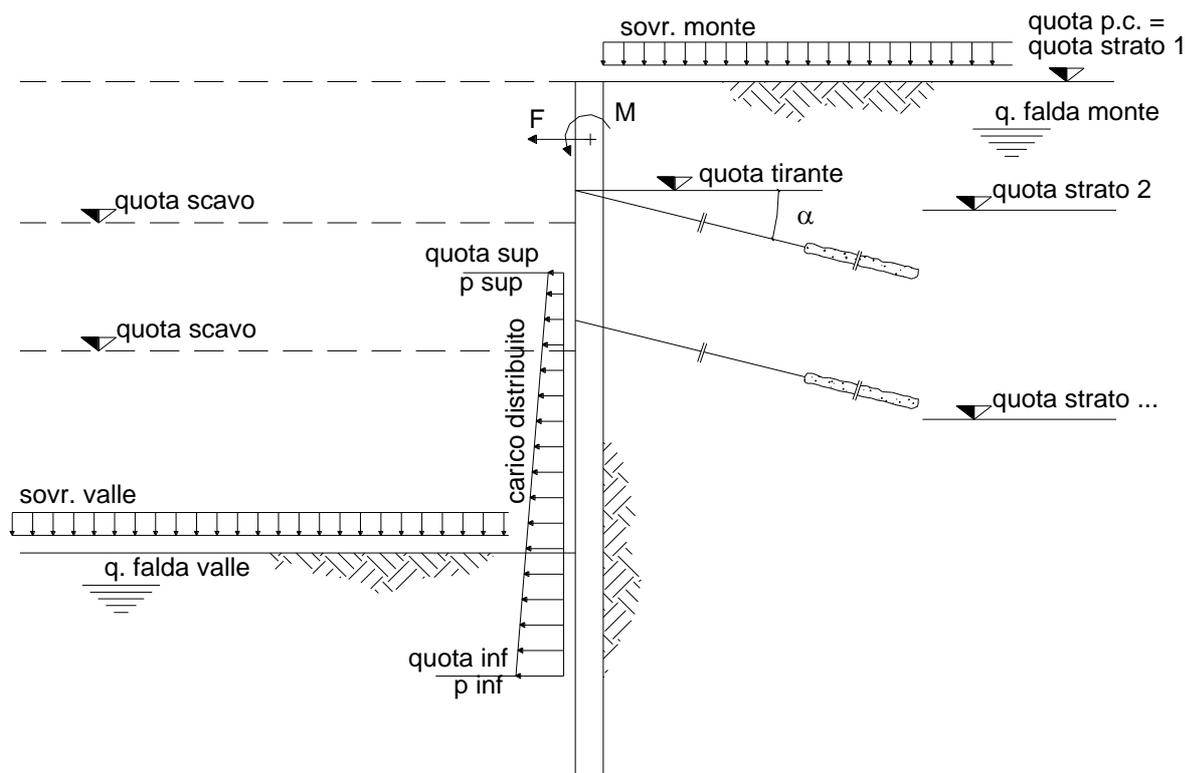
$$\theta^- = \mathbf{5.62} \quad (^\circ)$$

coefficienti di spinta attiva	coefficienti di spinta passiva ($\delta = 0$)
$kas^+ = \mathbf{0.4366} \quad (-)$	$kps^+ = \mathbf{2.2997} \quad (-)$
$kas^- = \mathbf{0.4440} \quad (-)$	$kps^- = \mathbf{2.2847} \quad (-)$

4.3.3. Dati paratia

Il calcolo viene condotto con un modello statico non lineare che suddivide le operazioni di realizzazioni e di esercizio in tre fasi: una prima fase geostatica, necessaria per definire la condizione iniziale a livello tensionale degli elementi del terreno, in cui c'è coincidenza tra la quota terreno lato valle e quella lato monte. Si ipotizza che la realizzazione della paratia non disturba lo stato tensionale esistente nel terreno. Questo step conduce a determinare deformazioni nulle nella paratia (che corrispondono allo stato deformativo iniziale della struttura) ma tensioni non nulle nel terreno (in tale fase le tensioni sono legate a K_0). Viene poi definita una fase di scavo, fino al livello minimo stabilito dalle necessità, ed una terza fase in cui si applicano i carichi esterni (sisma o accidentali). I dati e gli step sono descritti come di seguito mostrato.

Opera: **SISMA M2**



strati terreno	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	φ (°)	c (kPa)	k_0 (-)	k_a (-)	k_p (-)	k_s (kN/m ³)	α (-)
p.c.=strato 1	0.00	20.0	20.0	24	10	0.59	0.37	3.33	50000	0.5
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	-30.00	20.0	20.0	24	10	0.59	0.37	3.33	50000	0.5

L paratia (m)
18.00

EI (kN m ²)
2.27E+06

dim ele- menti (m)
0.2

max iterazioni
20

γ_{acqua} (kN/m ³)
10

carichi distribuiti	quota sup. (m)	p sup (kN/m ²)	quota inf. (m)	p inf (kN/m ²)
<input checked="" type="checkbox"/> carico 1	0	13	-18.00	13

azioni conc.	quota	F	M
	(m)	(kN/m)	(kNm/m)
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1	0	139	210

<input checked="" type="checkbox"/> STEP 0 geostatico						
<table border="1"> <tr> <td>q scavo (m)</td> <td>q falda Valle (m)</td> <td>q falda Monte (m)</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	q scavo (m)	q falda Valle (m)	q falda Monte (m)	0		
q scavo (m)	q falda Valle (m)	q falda Monte (m)				
0						
<table border="1"> <tr> <td>sovr. Valle (kN/m²)</td> <td>sovr. Monte (kN/m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> </tr> </table>	sovr. Valle (kN/m ²)	sovr. Monte (kN/m ²)				
sovr. Valle (kN/m ²)	sovr. Monte (kN/m ²)					

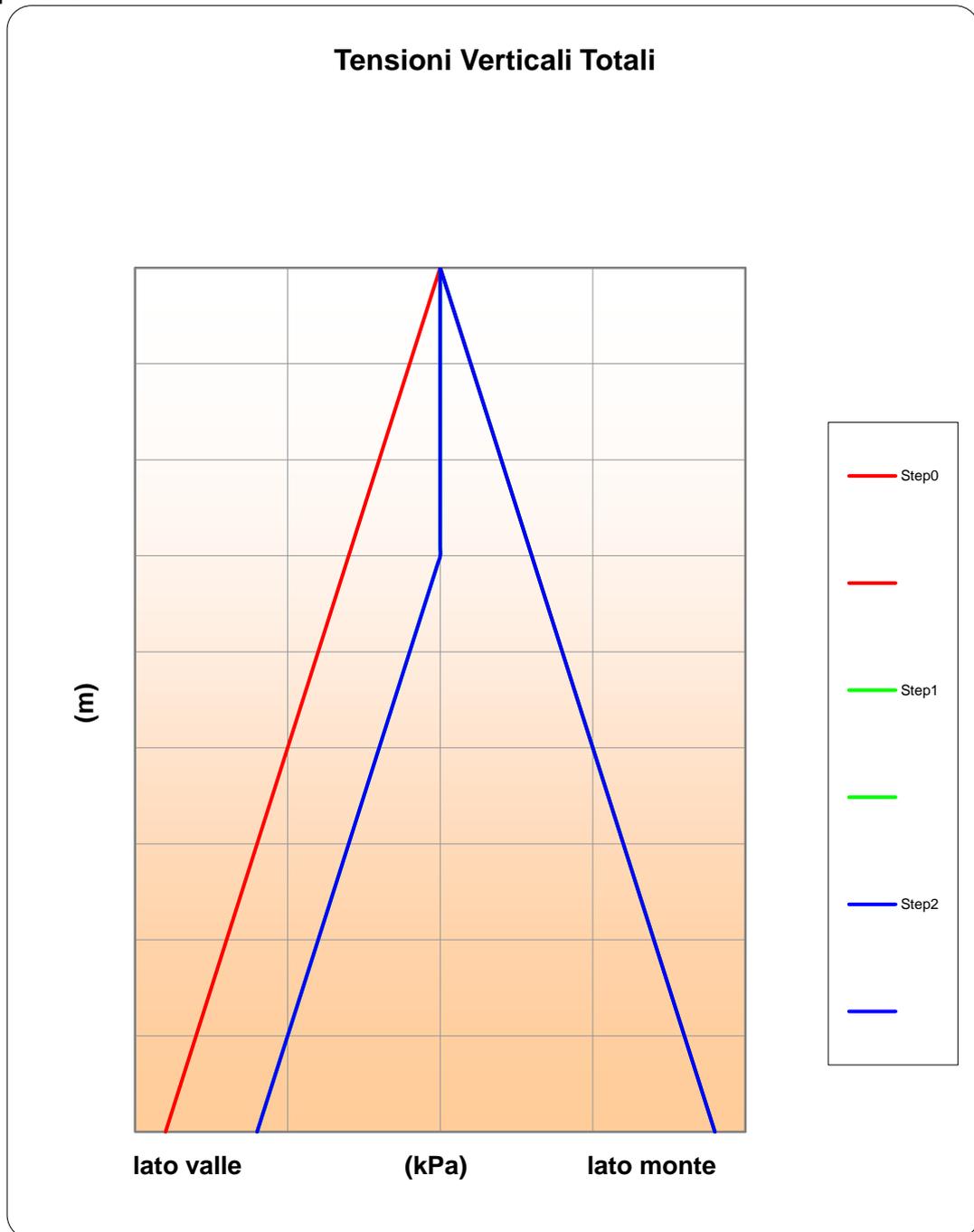
<input checked="" type="checkbox"/> STEP 1 scavo a q. -6.0						
<table border="1"> <tr> <td>q scavo (m)</td> <td>q falda Valle (m)</td> <td>q falda Monte (m)</td> </tr> <tr> <td>-6.0</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	q scavo (m)	q falda Valle (m)	q falda Monte (m)	-6.0		
q scavo (m)	q falda Valle (m)	q falda Monte (m)				
-6.0						
<table border="1"> <tr> <td>sovr. Valle (kN/m²)</td> <td>sovr. Monte (kN/m²)</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> </tr> </table>	sovr. Valle (kN/m ²)	sovr. Monte (kN/m ²)				
sovr. Valle (kN/m ²)	sovr. Monte (kN/m ²)					

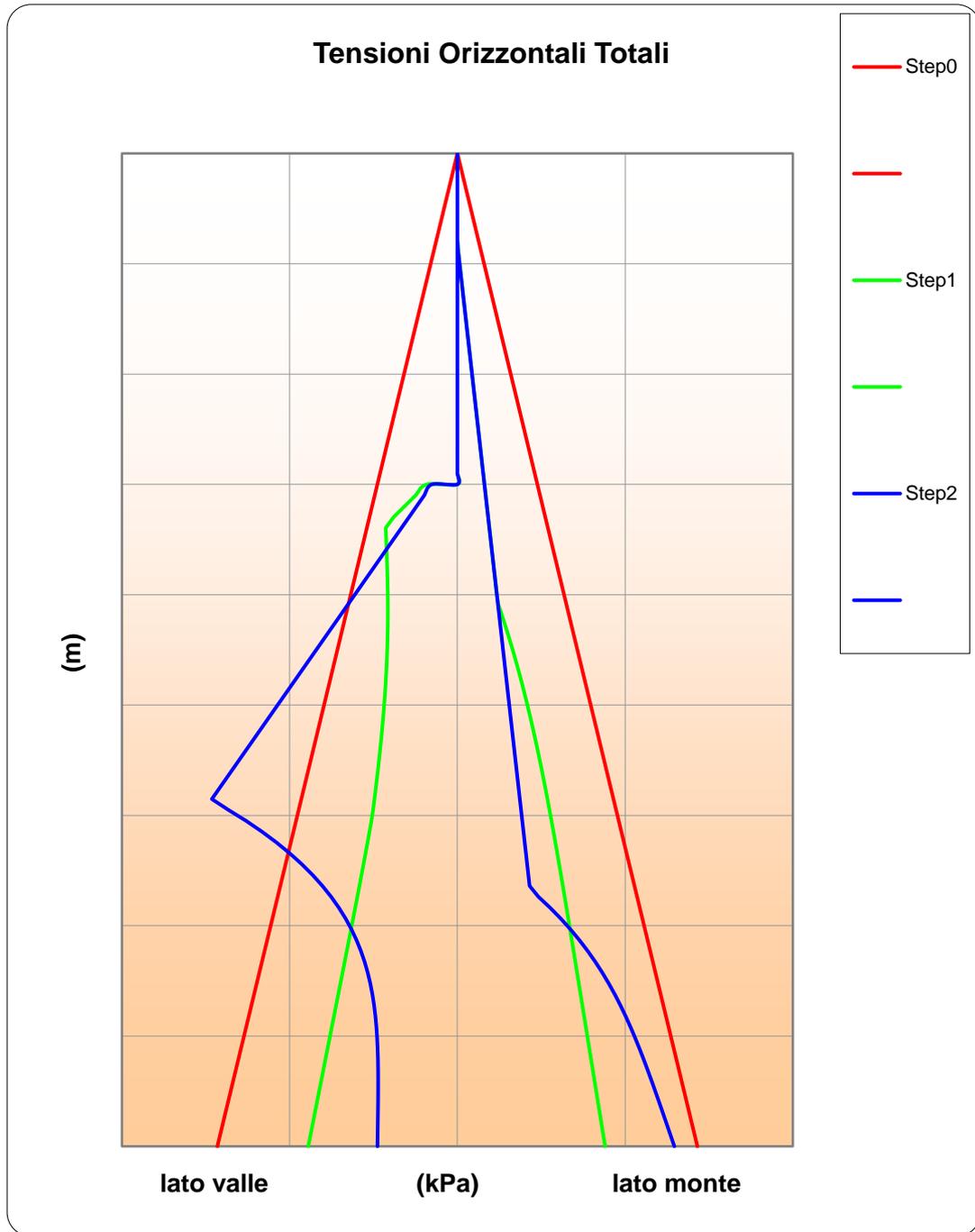
<input checked="" type="checkbox"/> STEP 2	sisma	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>q scavo (m)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-6.0</td> </tr> </table>	q scavo (m)	-6.0	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>q falda Valle (m)</td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> </table>	q falda Valle (m)		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>q falda Monte (m)</td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> </table>	q falda Monte (m)	
q scavo (m)										
-6.0										
q falda Valle (m)										
q falda Monte (m)										
		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>sovr. Valle (kN/m²)</td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> </table>	sovr. Valle (kN/m ²)		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>sovr. Monte (kN/m²)</td> </tr> <tr> <td> </td> </tr> </table>	sovr. Monte (kN/m ²)				
sovr. Valle (kN/m ²)										
sovr. Monte (kN/m ²)										
		<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>carichi distribuiti</td> </tr> <tr> <td><input checked="" type="checkbox"/> carico 1</td> </tr> </table>	carichi distribuiti	<input checked="" type="checkbox"/> carico 1	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>azioni conc.</td> </tr> <tr> <td><input checked="" type="checkbox"/> azione 1</td> </tr> </table>	azioni conc.	<input checked="" type="checkbox"/> azione 1			
carichi distribuiti										
<input checked="" type="checkbox"/> carico 1										
azioni conc.										
<input checked="" type="checkbox"/> azione 1										

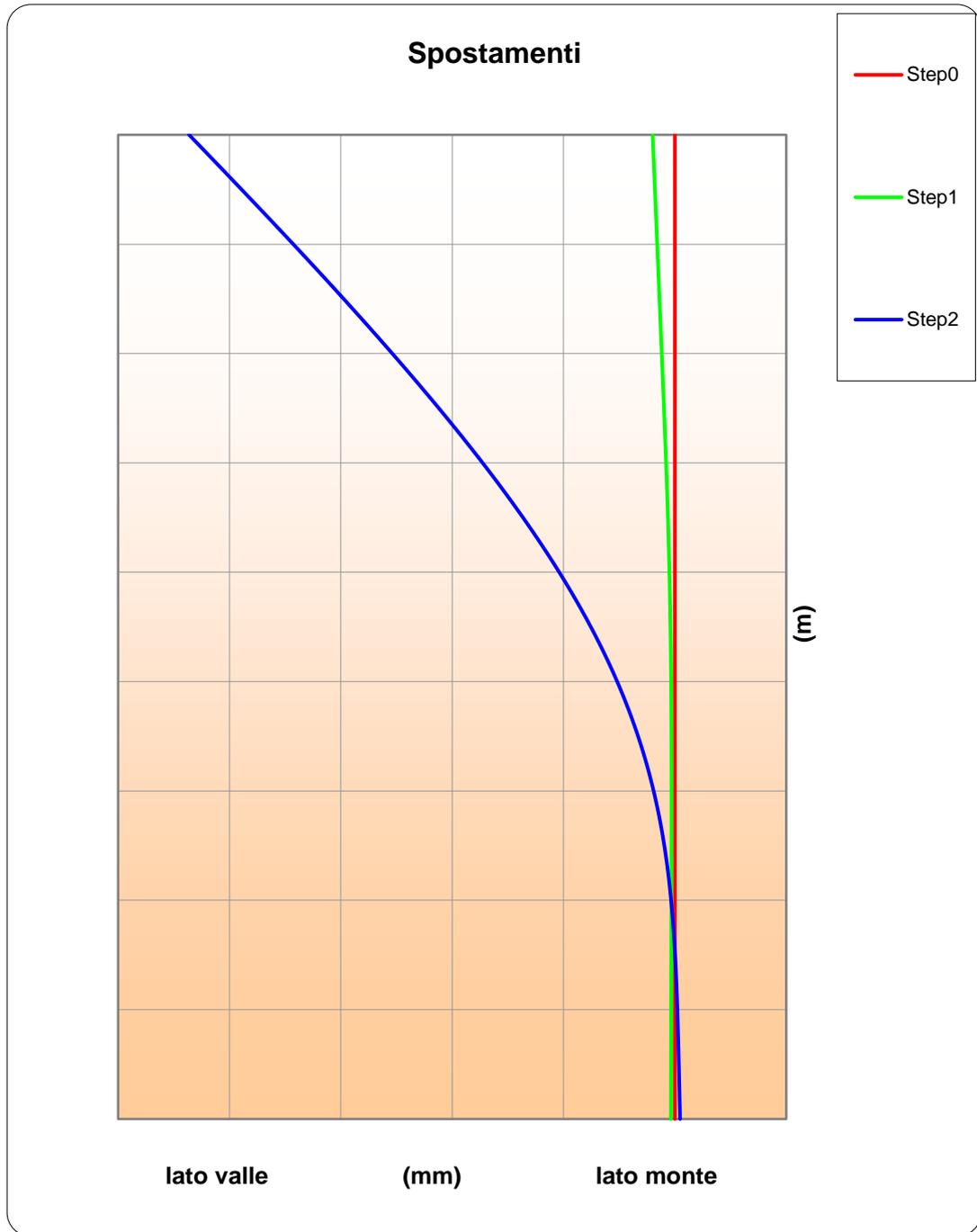
Variazioni proprietà terreno						
terreno a valle						
	c	k	k ₀	k _a	k _p	k _s
	(kPa)	(m/s)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)
strato 1					2.3	
strato 2					2.3	

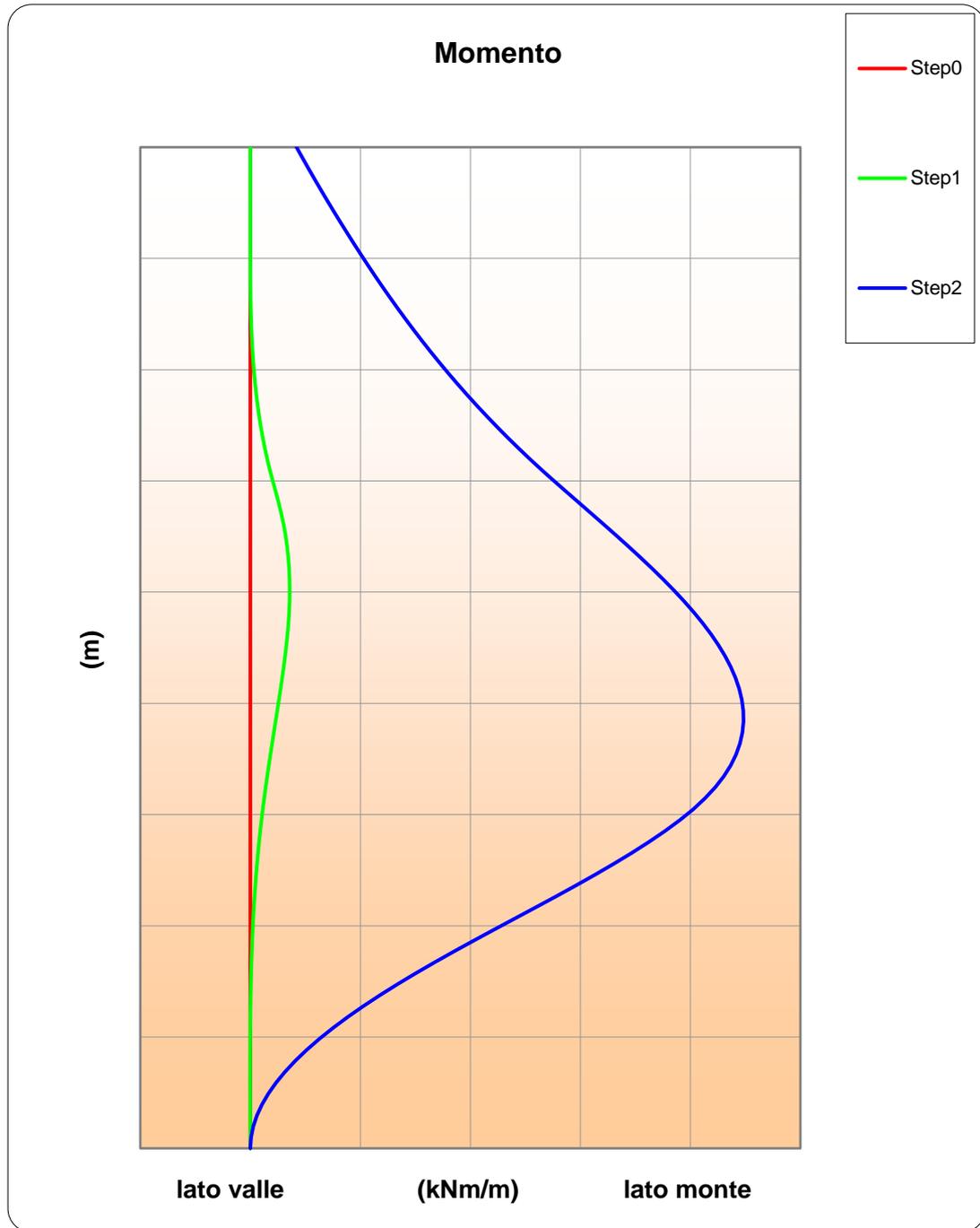
4.3.4. Risultati

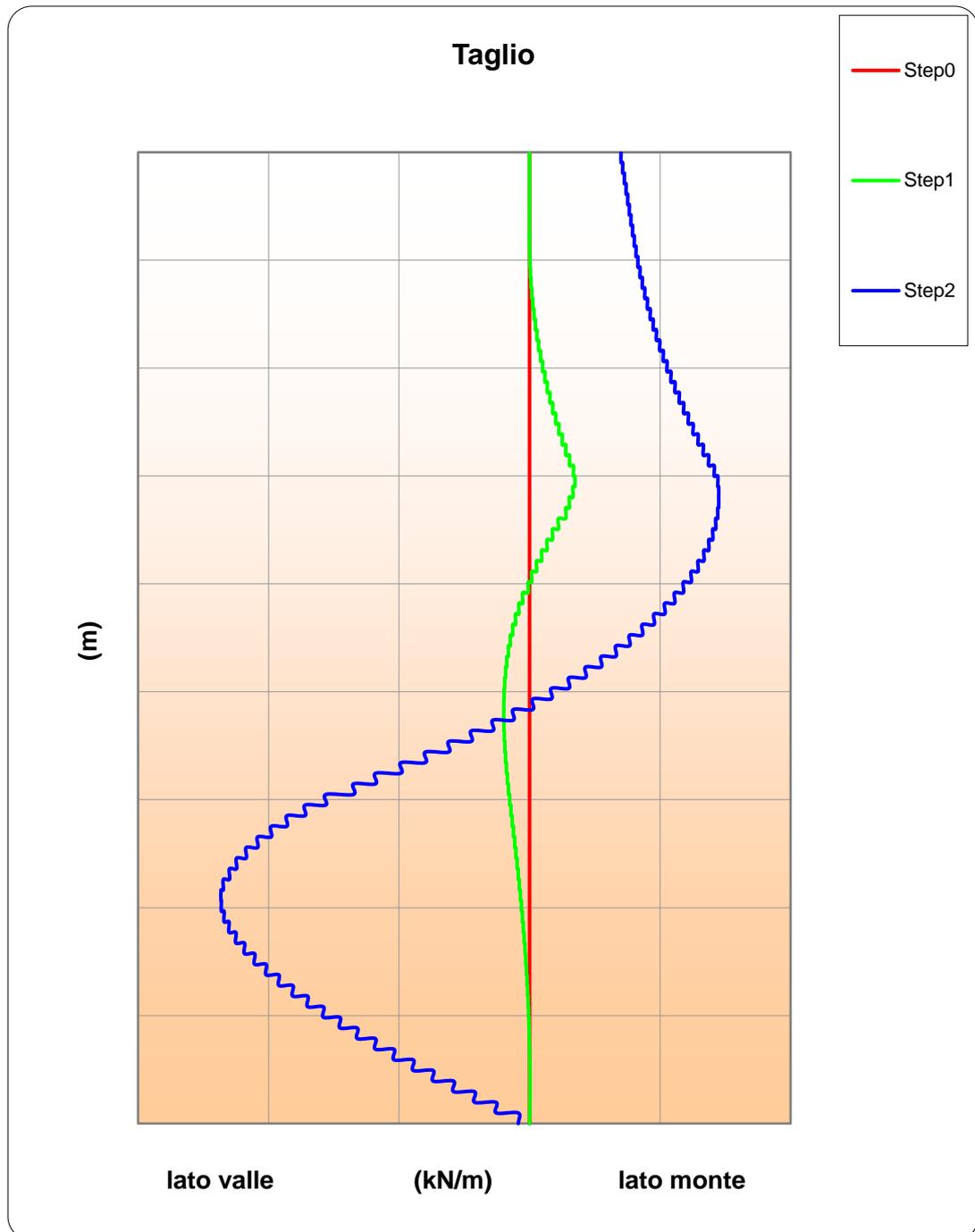
Si riportano i diagrammi di risultati di interesse per le verifiche strutturali e geotecniche della paratia.











4.3.5. Verifiche

Le azioni sollecitanti la paratia (azioni riferite ad un metro) sono le seguenti:

- M= 2242 kNm/m
- V= 473 kN
- N= 300 kN

Riportando le azioni al diametro del palo le verifiche sono soddisfatte come di seguito mostrato.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: PALO

(Percorso File: D:\Commesse\C37\PALO.sez)

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inertzia
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica
 Posizione sezione nell'asta: In zona critica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: C25/30
 Resis. compr. di calcolo fcd : 141.60 daN/cm²
 Resis. compr. ridotta fcd' : 70.80 daN/cm²
 Def.unit. max resistenza ec2 : 0.0020
 Def.unit. ultima ecu : 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz. : Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec : 314750 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione fctm : 26.00 daN/cm²

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk : 4500.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk : 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd : 3913.0 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd : 4500.0 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu : 0.068
 Modulo Elastico Ef : 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz. : Bilineare finito

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
 Barre circonfer.: 40Ø24 (181.0 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 5.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	30000	313782	10	0
2	30000	10	66191	0

Cavalcavia cimitero - Relazione di calcolo delle sottostrutture

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Copriferro netto minimo staffe: 2.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mxult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mxult) e (N,Mx)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif.X,Y,O sez.
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue
Area efficace barre inf. (per presenza di torsione)= 181.0 cm²

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	30000	313782	30028	328322	1.046	26.8		
2	S	30000	10	30028	328322	32832.240	26.8		

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif.X,Y,O sez.)
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif.X,Y,O sez.)
ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif.X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00191	60.0	0.00297	55.0	-0.00861	-55.0
2	0.00350	-0.00191	60.0	0.00297	55.0	-0.00861	-55.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 12 mm
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0]
N.Bracci staffe: 5
Area staffe/m : 56.5 cm²/m [Area Staffe Minima normativa = 2.3]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe
Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato
Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
AcwCoefficientemaggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Afst Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	Afst
1	S	10	35962	231637	477045	108.0	21.80	1.019	0.0
2	S	66191	35962	231637	477045	108.0	21.80	1.019	7.8