

ENTE APPALTANTE / COMMITTENTE dott. ing. Ferdinando PARIBELLO				IMPRESA ESECUTRICE			
PROGETTISTA: dott. ing. Ferdinando PARIBELLO				DIREZIONE LAVORI: dott. ing. Ferdinando PARIBELLO			
COLLAUDATORE: dott. ing. Roberto DE MARCO				GEOLOGO: dott. geol. Antonello Casaretti			

00	15.03.2017	---	Emissione per approvazione e/o commenti.	TT	PF	PF	
REV.	DATA	FILE	DESCRIZIONE ELABORATO	TAV.	ELA.	CON.	APP.

#### COMMITTENTE

ING. FERDINANDO PARIBELLO, NELLA QUALITA' DI CTU NEL PROCEDIMENTO R.G. 3028/14 PRESSO IL TRIBUNALE CIVILE DI BENEVENTO, IN SOSTITUZIONE DELL'AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BENEVENTO, INADEMPIENTE

Via Francesco Solimena, 4 - 82100 Benevento

#### UBICAZIONE CANTIERE

CONTRADA FONTANELLE, LOCALITA' MONTELEONE III  
COMUNE DI PESCO SANNITA (BN)

#### RIFERIMENTI CATASTALI

PARTICELLE NN. 414, 231, 184, 43, 183, 44, 219, 267, 182, 218, 217, 216, 90, 187, 535, 173, 534, 230 e 188  
DEL FOGLIO DI MAPPA N. 3 - COMUNE DI PESCO SANNITA

#### PROGETTO ESECUTIVO DELLE STRUTTURE

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL COMPLESSO IMMOBILIARE DI PROPRIETA' TREMONTE ACHILLE, IN ESECUZIONE DELL'ORDINANZA DEL 08.11.2013 EMESSA DAL G.U. DELLA CAUSA DOTT.SSA GENOVESE A CARICO DELL'AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI BENEVENTO NEL PROCEDIMENTO R.G. 2804/12 E DEL PROVVEDIMENTO DI NOMINA CTU NEL PROCEDIMENTO R.G. 3028/14, ENTRAMBI ISTRUITI PRESSO IL TRIBUNALE CIVILE DI BENEVENTO

#### DESCRIZIONE ELABORATO

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO - PARATIA IN C.A.

DATA	RAPP.	RIFERIMENTO	TAV.	N°TAV.	REV.
15.03.2017	---	0 0 1 P R O 1 6 - 0 1 / 1 2			00

## INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3.	METODO E CODICI DI CALCOLO	3
4.	CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	8
5.	ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	9
6.	DURABILITÀ	10
7.	AZIONI	11
7.1	CARICHI ELEMENTARI	11
7.2	AZIONI ELEMENTARI ESERCITATE DALL'IMMOBILE "A"	11
7.3	AZIONI ELEMENTARI ESERCITATE DALL'IMMOBILE "B"	14
7.4	AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLA SS 369	15
7.5	AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLE MASSE DEI SUOLI	15
7.6	AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DAL VENTO	15
7.7	AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLA NEVE	16
7.8	AZIONI TERMICHE ELEMENTARI	16
7.9	AZIONI SISMICHE	16
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	18
8.1	STATI LIMITE CARATTERISTICI DELLE OPERE IN PROGETTO	20
8.2	AZIONI NELLA CONDIZIONE DI STATO LIMITE ULTIMO DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	22
8.3	(STRU) VERIFICHE DI RESISTENZA STRUTTURALE DELLA PARATIA	23
8.4	AZIONI NELLA CONDIZIONE DI STATO LIMITE DI DANNO	24
9.	SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	25
10.	CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME PARATIA-SUOLI	30
11.	CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DELL'ELEMENTO PALO	33
11.1	VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	33
11.2	VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE DEL PALO	60
11.3	VERIFICA DI RESISTENZA AL TAGLIO DELLA SEZIONE TRASVERSALE DEL PALO	63
11.4	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO	64
11.5	VERIFICA DELLA FESSURAZIONE	68
12.	ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI OTTENUTI	70
13.	CONCLUSIONI	71

## 1. PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento ed alla verifica degli elementi strutturali previsti nell'ambito dei lavori di messa in sicurezza del complesso immobiliare di proprietà Tremonte Achille, in esecuzione:

1 – dell'Ordinanza emessa in data 08/11/2013 dal G.U. dott.ssa Genovese a carico dell'Amministrazione Provinciale di Benevento nell'ambito del procedimento cautelare iscritto al n. 2804/2012 R.G. – Tribunale Civile di Benevento;

2 – del provvedimento di nomina di CTU in sostituzione dell'Amministrazione Provinciale inadempiente emesso in data 23/10/2014 dal G.U. dott.ssa Genovese nell'ambito del procedimento n. 3028/2014 R.G. – Tribunale Civile di Benevento.

In concreto, le opere in progetto riguardano la stabilizzazione di un tratto di pendio che, in conseguenza di fenomeni di dissesto idrogeologico legati all'inadeguata regimentazione degli acquiferi in relazione agli eventi di pioggia, induce danni strutturali evidenziati da quadri fessurativi agli immobili in muratura portante di proprietà del sig. Achille Tremonte. L'accertamento dei danni, nonché la loro origine ed entità, sono stati oggetto del procedimento di Accertamento Tecnico Preventivo (*ex artt. 692 – 696 c.p.c.*) iscritto al n. 213/2009 R.G. presso il Tribunale di Benevento, di cui innanzi. La presente progettazione, invece, è svolta nell'ambito del conseguente procedimento civile iscritto al n. 3028/2014 R.G. presso il Tribunale di Benevento, anch'esso innanzi indicato. Su mandato del Giudice l'intervento in progetto deve assicurare l'eliminazione delle cause produttrici dei danni e porre gli immobili oggetto di causa in sicurezza nei confronti della stabilità della parte di pendio su cui sono ubicati.

Per conseguire questo obiettivo sarà realizzata una paratia passiva costituita da pali perforati in c.a., di diametro 60 cm, interasse di 120 cm e lunghezza di 25 m, disposta lungo due filari fra loro ortogonali, collegati in testa da travi in c.a., una per ogni filare, di dimensioni 60x100 cm<sup>2</sup>.

Poiché l'intervento deve realizzare la stabilizzazione di un pendio, viene valutato il livello di sicurezza alla scala sia globale (verifiche GEO), calcolando l'incremento del fattore di stabilità del pendio a seguito dell'inserimento della paratia rispetto alle condizioni iniziali in assenza della stessa, sia locale relativa alle sollecitazioni agenti sull'elemento palo in c.a. (verifiche STRU).

Le specifiche costruttive dell'opera sono riportate in maniera dettagliata nelle tavole esecutive di progetto, cui si rimanda per gli approfondimenti.

La presente relazione costituisce parte integrante dei disegni esecutivi di progetto nei quali sono riportate le caratteristiche geometriche e statiche delle sezioni strutturali adottate.

Ai fini delle verifiche sono state individuate le azioni che interessano il manufatto e le relative sollecitazioni sia nella fase statica che in quella sismica; per le sezioni maggiormente caratterizzanti le strutture, sono state riportate le verifiche di stabilità e di resistenza adottando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

Per quanto qui non specificatamente riportato si rimanda alla "Relazione sui Materiali", alla "Relazione Geologica" e alla "Relazione Geotecnica" allegate alla documentazione progettuale.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – *“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*.
- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 - *“Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971”*.
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*.
- D.M. 14.01.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.”*
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 - *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”*.

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 14.01.2008 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- EUROCODICE 7 nella forma internazionale EN 1997-1.

Per quanto non specificatamente indicato nei suddetti documenti, e con essi non in contrasto, si sono considerati i seguenti riferimenti di letteratura scientifica per individuare la corretta modellazione del sistema terreno-struttura:

- Ito & Matsui, METHODS TO ESTIMATE LATERAL FORCE ACTING ON STABILIZING PILES (1975); Discussion (1978);
- Ito, Matsui & Hong, DESIGN METHOD FOR THE STABILITY ANALYSIS OF THE SLOPE WITH LANDING PIER (1979);
- Ito, Matsui & Hong, DESIGN METHOD FOR STABILIZING PILES AGAINST LANDSLIDE - ONE ROW OF PILES (1981);
- Viggiani, ULTIMATE LATERAL LOAD ON PILES USED TO STABILIZE LANDSLIDES (1981);
- Matsui, Hong & Ito, EARTH PRESSURES ON PILES IN A ROW DUE TO LATERAL SOIL MOVEMENTS (1982);
- Ito, Matsui & Hong, EXTENDED DESIGN METHOD FOR MULTI-ROW STABILIZING PILES AGAINST LANDSLIDE (1982); Discussion (1983);
- Joorabchi, Y. Liang, Li, & Liu-Yield, ACCELERATION AND PERMANENT DISPLACEMENT OF A SLOPE REINFORCED WITH A ROW OF DRILLED SHAFTS (2014);
- Li & Y. Liang-Limit, EQUILIBRIUM BASED DESIGN APPROACH FOR SLOPE STABILIZATION USING MULTIPLE ROWS OF DRILLED SHAFTS (2014).

### 3. METODO E CODICI DI CALCOLO

La valutazione dei livelli di sicurezza è stata condotta adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. Per quanto riguarda le azioni sismiche sono state esaminate anche le deformazioni relative.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere così sinteticamente riassunta:

- individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- predimensionamento degli elementi strutturali;
- individuazione delle combinazioni di carico (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLV, SLD e SLE;
- stima dell'involuppo delle azioni agenti;
- verifica della funzionalità allo stato limite di esercizio delle strutture progettate.

La sicurezza e le prestazioni sono garantite dalle verifiche agli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme; in particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, cedimenti parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dalle NTC per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel seguito;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio; in conformità alle norme tecniche ed al mandato ricevuto dal Giudice sono stati definiti gli specifici requisiti dell'opera, che vengono esposti dettagliatamente nel prosieguo della presente relazione.

Per quanto riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta sollecitata in maniera più gravosa della fase finale.

L'analisi strutturale condotta è statica lineare e sismica statica lineare secondo il metodo pseudo-statico.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo;
- utilizzo delle versioni più aggiornate;
- pratica d'uso frequente nell'attività professionale.

In particolare, sono stati utilizzati i seguenti n. 2 programmi di calcolo:

## Programma 1

**Titolo:** SSAP 2010 (*Slope Stability Analysis Program*)

**Caratteristiche:** *Software freeware completo per la verifica della stabilità dei pendii naturali e artificiali, con e senza elementi di rinforzo, attraverso soli metodi di calcolo rigorosi basati sull'equilibrio limite (LEM) e innovativi motori di generazione e ricerca delle superfici con minore Fattore di Sicurezza.*

**Autore:** *Prof. Lorenzo Borselli, Docente di Geotecnica e Geologia Applicata presso la Facoltà di Ingegneria, Universidad Autonoma de San Luis Potosí, Mexico, già Ricercatore e Responsabile di Sezione presso il C.N.R – IRPI, Istituto di Ricerca per la Protezione Idrogeologica, ITALIA.*

*Web:* <http://www.lorenzo-borselli.eu>

*E-mail:* [lborselli@gmail.com](mailto:lborselli@gmail.com), [lorenzo.borselli@uaslp.mx](mailto:lorenzo.borselli@uaslp.mx)

**Produttore:** *Prof. Lorenzo Borselli*

**Distributore:** *Prof. Lorenzo Borselli mediante il sito web* <http://www.ssap.eu/index.html>

**Versione:** *rel. 4.7.2 (2016)*

**Estremi della licenza:** *Il software è dato in uso gratuito (freeware) dall'Autore a privati, società, enti pubblici o enti di ricerca pubblici come forma di divulgazione dei risultati della propria attività di ricerca scientifica* (<http://www.ssap.eu/ssap2010licence.pdf>).

Il sottoscritto ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

In particolare, il programma consente di inserire direttamente strutture di sostegno del tipo palificate e valutare l'incremento del fattore di sicurezza indotto, attraverso un modello di calcolo e progettazione derivato da quello di Ito e Matsui (1981), Hassiotis et al (1997) e Kumar & Hall (2006). Possiede, inoltre, una innovativa e originale procedura per il calcolo automatico della forza di reazione effettivamente mobilizzata dalla palificata, integrata nel metodo di calcolo per la risoluzione rigorosa del valore del fattore di sicurezza FS (Fig. 1).

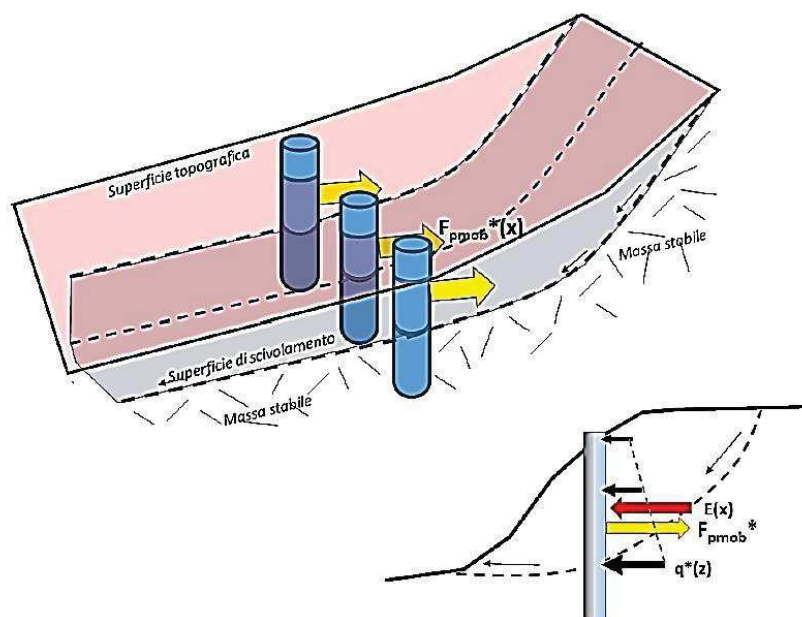


Fig. 1 – Schema esemplificativo della reazione effettivamente mobilizzata dalla palificata ( $F_{Pmob}$ ).

Il sottoscritto, inoltre, ha verificato l'affidabilità del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche. La documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati è consultabile ai seguenti link:

1) Comune di Peio (TN): PROGETTO DI VARIANTE PER LA COSTRUZIONE DELL'IMPIANTO IDROELETTRICO "CONTRA" LUNGO IL TORRENTE NOCE (2013)

[http://www.comune.peio.tn.it/content/download/3194/24649/file/E.R.1.3a\\_Pont\\_variante\\_2013\\_REL\\_geotecnica.pdf](http://www.comune.peio.tn.it/content/download/3194/24649/file/E.R.1.3a_Pont_variante_2013_REL_geotecnica.pdf)

[http://www.comune.peio.tn.it/content/download/3191/24643/file/E.R.1.3b\\_PONT\\_variante\\_2013\\_ap\\_pendice\\_Rel\\_geotecnica\\_FIRMATA.pdf](http://www.comune.peio.tn.it/content/download/3191/24643/file/E.R.1.3b_PONT_variante_2013_ap_pendice_Rel_geotecnica_FIRMATA.pdf)

2) Comune di Laterina (AR): PROGETTO ESECUTIVO PER REALIZZAZIONE CAVA DI INERTI (2014)

[http://www.comune.laterina.ar.it/upload/files/Relazione%20integrativa\(3\).pdf](http://www.comune.laterina.ar.it/upload/files/Relazione%20integrativa(3).pdf)

3) Provincia di Pistoia: VERIFICA TERRA ARMATA (2005) - (nota: uso di una versione di SSAP piuttosto datata..)

[http://www.provincia.pistoia.it/viabilita/progetti/progettosr435pescia\\_esecutivo/Elaborati\\_PDF/STR\\_02\\_Verifica\\_Terra\\_Armata\\_05122310\\_Rev\\_A.pdf](http://www.provincia.pistoia.it/viabilita/progetti/progettosr435pescia_esecutivo/Elaborati_PDF/STR_02_Verifica_Terra_Armata_05122310_Rev_A.pdf)

4) Regione Abruzzo: PROGETTO DI AMPLIAMENTO E SANATORIA DELLA CAVA DI PIANO IN LOCALITA' "CANALE MANTOVANO" (2014)

<http://ambiente.regione.abruzzo.it/uploads/733/CIESSE-AMPLIAMENTOCAVAMANTOVANO->

RELAZIONE GENERALE-signed.pdf

5) Comune di Montevarchi(AR):PROGETTO CASSE DI ESPANSIONE E VERIFICA STABILITA' ARGINI (2014)

[http://www.comune.montevarchi.ar.it/ftp/download/Casse%20espansione%20Dogana/PD1\\_E2\\_Rel%20Geologica.pdf](http://www.comune.montevarchi.ar.it/ftp/download/Casse%20espansione%20Dogana/PD1_E2_Rel%20Geologica.pdf)

6) Provincia di Massa Carrara - ANALISI DI STABILITA' DEL PENDIO RELATIVA ALLO STATO ATTUALE E ALLA FASE FINALE DI MESSA IN OPERA DEL CORPO DI DISCARICA, ANALISI DI STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO (2011)

[http://mapserver.provincia.ms.it/VARI/VIA/Verifica\\_Lusuolo/GEO-R-002.pdf](http://mapserver.provincia.ms.it/VARI/VIA/Verifica_Lusuolo/GEO-R-002.pdf)

7) Ministero Ambiente - Sezione valutazione ambientale e Rete Ferroviaria Italiana (RFI): TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI

PROGETTO ESECUTIVO. CA15 – POLCEVERA . RELAZIONE GEOTECNICA, VERIFICA DI STABILITA' DEI PENDII (2013)

[www.va.minambiente.it/File/Documento/90657](http://www.va.minambiente.it/File/Documento/90657)

8) Comune di Mogoro(OR):STUDIO DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICA E GEOTECNICA (2015)

<http://www.comune.mogoro.or.it/wp-content/uploads/2015/03/Relazione-tecnico-illustrativa-2015.pdf>

9) Provincia di Grosseto: PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI UNA TORRE EOLICA, SITUATA IN LOC. MONTE MORAZZANO, IN UN'AREA SOTTOPOSTA AL VINCOLO IDROGEOLOGICO (2012)

[http://www.int.provincia.grosseto.it/ambiente/energia/Centrale\\_eolica\\_Stribugliano/Elaborati\\_progett\\_o\\_originario/D%20-%20Relazione%20Geologica-Geotecnica/Integrazione%20vincolo%20idrogeologico.pdf](http://www.int.provincia.grosseto.it/ambiente/energia/Centrale_eolica_Stribugliano/Elaborati_progett_o_originario/D%20-%20Relazione%20Geologica-Geotecnica/Integrazione%20vincolo%20idrogeologico.pdf)

10) Comune di Calenzano (FI): PROGETTO DEFINITIVO PER LA COLTIVAZIONE ED IL RECUPERO DEL SITO ESTRATTIVO UBICATO IN LOCALITÀ POGGIO ALLE MACINE (2013)

[http://www.comune.calenzano.fi.it/regurba/cava\\_poggio\\_alle\\_macine/TESTI/Verifiche%20di%20stabilit%C3%A0.pdf](http://www.comune.calenzano.fi.it/regurba/cava_poggio_alle_macine/TESTI/Verifiche%20di%20stabilit%C3%A0.pdf)



## Programma 2

Titolo: *PARATIE*

Caratteristiche: *Programma per la verifica strutturale di paratie mediante metodo agli elementi finiti (FEM), sviluppato su piattaforma MS-Excel.*

Autore: *ing. Marco Mancina, ing. Roberto Nori, ing. Pia Iasiello.*

Produttore: *DEI Srl Tipografia del Genio Civile, Editori.*

Distributore: *DEI Srl Tipografia del Genio Civile, Editori.*

Versione: *Allegata al testo PROGETTI E CALCOLI DI GEOTECNICA CON EXCEL VOL 2 (II Edizione), (2010).*

Estremi della licenza: *DEI - PROGETTI E CALCOLI DI GEOTECNICA CON EXCEL VOL 2 (II Edizione), Codice ISBN: 978 88 496 187 2 3.*

Il sottoscritto ha esaminato preliminarmente la documentazione a corredo del software per valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. Tale documentazione, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati.

La valutazione dell'attendibilità di entrambi i software ha, inoltre, compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali, adottati anche in fase di primo proporzionamento della struttura: *verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate.*

#### 4. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

##### **Calcestruzzo**

Classe di esposizione del calcestruzzo:	XC2
Classe di resistenza del calcestruzzo:	C28/35
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{c,k} \geq 28 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{c,k} \geq 35 \text{ MPa}$

##### **Acciaio per armatura**

Tipologia acciaio:	B450C
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,k} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,k} \geq 230 \text{ MPa}$

## **5. ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO**

La struttura oggetto della presente relazione è localizzata in:

Località: Strada Statale 369, 14  
Comune: Pesco Sannita  
Provincia: Benevento  
Regione: Campania  
Longitudine: 14,848025  
Latitudine: 41,270916

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate dal progettista in accordo con il mandato ricevuto dal Giudice della causa; a tal fine è stata posta attenzione al tipo della struttura, al suo uso e alle possibili conseguenze delle azioni indotte dal sisma. I parametri che, in questo senso, classificano la struttura sono:

Classe d'uso: II  
Vita Nominale  $V_n$ :  $\geq 50$  anni  
Coefficiente d'uso  $C_u$ : 1  
Periodo  $V_r$ : 50 anni

## **6. DURABILITÀ**

Particolare cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere garantite solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Si dovranno, inoltre, utilizzare tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture.

La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Per garantire la durabilità della struttura sono stati presi in considerazione opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali sia, nel caso delle opere in calcestruzzo, l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel seguito e negli allegati di calcolo.

Il copriferro minimo di 30 mm adottato in funzione delle esigenze di protezione dell'armatura e per garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza è stato determinato in base alle prescrizioni delle NTC (§ C4.1.6.1.3 della Circolare) e dell'Eurocodice 2 prospetti 4.2, 4.3N e 4.4N.

## **7. AZIONI**

I carichi agenti sulle strutture dell'opera in progetto sono costituiti dagli immobili esistenti di proprietà del sig. Achille Tremonte, i carichi stradali della Strada Statale 369, le masse dei suoli costituenti il pendio instabile. Gli immobili, in particolare, sono costituiti da due diversi edifici entrambi disposti su due impalcati (Fig. 2).

Di seguito si riportano i valori dei carichi agenti sul pendio da stabilizzare, assunti nei calcoli del presente progetto.

I valori delle azioni considerati nei calcoli sono derivati da quelli previsti dal D.M. 14.01.2008; in particolare sono stati considerati i carichi elementari di seguito riportati:

### **7.1 CARICHI ELEMENTARI**

#### **ELEMENTI STRUTTURALI**

- Peso calcestruzzo armato	=	25,0	kN/m <sup>3</sup>
- Peso pignatta	=	11,0	kN/m <sup>3</sup>
- Peso specifico acciaio da carpenteria	=	78,5	kN/m <sup>3</sup>

#### **MURATURA PORTANTE**

- Peso parete	=	17,0	kN/m <sup>3</sup>
- Intonaco interno	=	20,0	"
- Intonaco esterno	=	20,0	"

### **7.2 AZIONI ELEMENTARI ESERCITATE DALL'IMMOBILE "A"**

#### **SOLAIO DEL PIANO TERRENO**

Nell'elaborazione delle verifiche di sicurezza del pendio, i carichi da peso proprio e sovraccarico permanente portato agenti al piano terreno, relativi al sistema tecnologico di primo calpestio comprensivo dell'unità tecnologica di fondazione, sono assimilati a quelli espliciti dalle masse di suolo sottostante, applicate fino alla quota di calpestio del piano terra. Il sovraccarico accidentale  $Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$  viene applicato ad un solo piano, il primo, essendo la probabilità di contemporaneo sovraffollamento del piano terra e del piano primo praticamente nulla.

### SOLAIO DEL PIANO PRIMO

Altezza strutturale del solaio in c.a.: 20+4 cm (pignatta + soletta).

Interasse tra i travetti: 50 cm.

Carichi permanenti strutturali

strato	spessore [m]	p.u. [kN/m <sup>3</sup> ]	peso [kN/m <sup>2</sup> ]
soletta	0,04	25,0	0,04x25,0=1,00
travetto	0,20 (i=0,5 m)	25,0	0,20x0,10x25,0/0,5=1,00
pignatta	0,20 (i=0,5 m)	11,0	0,20x0,40x11,0/0,5=1,76
		<b>Totale</b>	<b>3,76</b>

Carichi permanenti non strutturali

strato	spessore [m]	p.u. [kN/m <sup>3</sup> ]	peso [kN/m <sup>2</sup> ]
pavimento	0,02	20,0	0,02x20,0=0,40
allettamento	0,02	20,0	0,02x20,0=0,40
massetto	0,04	18,0	0,04x18,0=0,72
intonaco	0,02	20,0	0,02x20,0=0,40
		<b>Totale</b>	<b>1,92</b>

*Solaio latero-cementizio h=24 cm*

- Peso proprio solaio	=	3,76	kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente portato	=	1,92	kN/m <sup>2</sup>
Totale Permanente $G_k$	=	5,68	kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico Accidentale $Q_k$	=	2,00	kN/m <sup>2</sup>

### SOLAI DI SOTTOTETTO E COPERTURA

(si assumono i carichi corrispondenti pari a 1,5 di quelli del solaio del piano primo)

- Peso proprio strutturale	=	5,64	kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente portato	=	2,88	kN/m <sup>2</sup>
Totale Permanente $G_k$	=	8,52	kN/m <sup>2</sup>



### 7.3 AZIONI ELEMENTARI ESERCITATE DALL'IMMOBILE "B"

#### SOLAIO DEL PIANO TERRENO

Vale quanto detto per l'edificio A.

#### SOLAIO DEL PIANO PRIMO

Altezza strutturale del solaio in c.a.: 20+4 cm (pignatta + soletta).

Interasse tra i travetti: 50 cm.

*Solaio latero-cementizio h=24 cm*

- Peso proprio solaio	=	3,76	kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente portato	=	1,92	kN/m <sup>2</sup>
Totale Permanente $G_k$	=	5,68	kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico Accidentale $Q_k$	=	2,00	kN/m <sup>2</sup>

#### SOLAIO DI COPERTURA

- Peso proprio strutturale	=	3,76	kN/m <sup>2</sup>
- Sovraccarico permanente portato	=	1,92	kN/m <sup>2</sup>
Totale Permanente $G_k$	=	5,68	kN/m <sup>2</sup>

#### PESO DELLE MURATURE PORTANTI

Carichi permanenti strutturali e non strutturali

strato	spessore [m]	altezza [m]	p.u. [kN/m <sup>3</sup> ]	peso [kN/m]
parete	0,40	3,0	17,0	$0,40 \times 17,0 \times 3,0 = 20,4$
intonaco	0,04	3,0	20,0	$0,04 \times 20,0 \times 3,0 = 2,4$

Incidenza areale delle murature portanti:  $(20,4 \text{ kN/m} + 2,4 \text{ kN/m}) \times 3/12 \text{ m} = 5,7 \text{ kN/m}^2$  per piano.

Larghezza lorda dell'edificio 12 m; numero operativo di piani 1,5.

Peso complessivo delle murature:  $5,7 \text{ kN/m}^2 \text{ piano} \times 1,5 \text{ piani} = 8,55 \text{ kN/m}^2$

**Azioni esplicate dall'immobile "B"**

$$G_{2k} = 5,68 + 5,68 + 8,55 = 19,91 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{2k} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$



## **7.4 AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLA SS 369**

I carichi da peso proprio e sovraccarico permanente del sistema tecnologico “Strada Statale” sono assimilati a quelli espliciti dalle masse di suolo sottostante, applicate fino alla quota del piano carrabile. Per le azioni da carico mobile, invece, risultando la strada statale una strada di 3<sup>a</sup> categoria, ai sensi del § 5.1.3.3.5 delle NTC 2008, si applica lo schema di carico 5 con  $q_{fk} = 5,00$  kN/m<sup>2</sup>.

### **Azioni esplicitate dalla Strada Statale 369**

**Q3k = 5,00 kN/m<sup>2</sup>**

## **7.5 AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLE MASSE DEI SUOLI**

Le caratteristiche geotecniche dei suoli che costituiscono il pendio di cui si valuta la sicurezza nei confronti della stabilità sono state ottenute mediante indagini in sito ed in laboratorio, riassunte nella Relazione Geologica del geol. ing. Antonio Casaretti cui si rimanda per maggior dettaglio. In particolare, la modellazione meccanica dei suoli, elaborata a partire da questi dati, è descritta dai valori caratteristici dei parametri fisici di seguito indicati:

<b>Parametri Geotecnici Caratteristici</b>		<b>Orizzonte 1</b>	<b>Orizzonte 2</b>
$\varphi'_k$	°	20,60	20,04
$c'_k$	kN/m <sup>2</sup>	13,66	25,96
$c_{uk}$	kN/m <sup>2</sup>	47,50	84,48
$\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	17,24	19,79
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	18,29	20,06

Con i termini “orizzonte” sono indicati gli strati di suolo geotecnicamente omogenei ai fini della presente progettazione.

## **7.6 AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DAL VENTO**

Le azioni prodotte dal vento sugli immobili del sig. Tremonte sono trascurabili per le opere in progetto ed irrilevanti ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti della stabilità del pendio in esame.

## **7.7 AZIONI ELEMENTARI ESPPLICATE DALLA NEVE**

Le azioni prodotte dalla neve sugli immobili del sig. Tremonte e sul pendio in esame sono, in relazione agli stati limite presi in considerazione, trascurabili per le opere in progetto ed irrilevanti ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti della stabilità.

## **7.8 AZIONI TERMICHE ELEMENTARI**

Le azioni termiche agenti sugli immobili del sig. Tremonte e sul pendio in esame sono trascurabili per le opere in progetto ed irrilevanti ai fini della valutazione della sicurezza nei confronti della stabilità.

## **7.9 AZIONI SISMICHE**

La realizzazione di strutture su versanti o in prossimità del piede o della sommità di pendii naturali richiede la preventiva verifica delle condizioni di stabilità, affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture medesime.

L'analisi in condizioni sismiche della stabilità del pendio su cui ricadono le opere in progetto è eseguita mediante metodo pseudo-statico. L'azione sismica, pertanto, è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile (§ 7.11.3.5.2 delle NTC 2008). Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica si esprimono come:

$$F_h = k_h \times W \quad \text{ed} \quad F_v = k_v \times W$$

con  $k_h$  e  $k_v$  rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \times a_{\max} / g \quad k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

dove

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (cfr. Tab. 7.11.I, NTC 2008);  
 $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (*comprensiva della risposta sismica locale*);  
 $g$  = accelerazione di gravità.

L'accelerazione massima attesa al sito è valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \times a_g = S_S \times S_T \times a_g$$

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 in funzione del tempo di ritorno del sisma ( $T_R$ ).

Nel presente progetto i parametri sismici assunti sono:

Risposta locale del sisma:

Categoria Sottosuolo: B ( $V_{s,30} = 417$  m/s)

Categoria Topografica:  $T_1$  (pendii con inclinazione media  $\leq 15^\circ$ )

Parametri sismici di progetto:

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [%g]	$S_S$ [n]	$S_T$ [n]	$\beta_s$ [n]	$a_{\max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$k_h$ [n]	$k_v$ [n]
SLD	50	0,081	1,20	1,00	0,385	0,956	0,028	0,014
SLV	475	0,257	1,16	1,00	0,385	2,927	0,087	0,043

A vantaggio di sicurezza si trascurano i valori negativi di  $k_v$ .

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

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

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

$G_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  = valore caratteristico della forza di precompressione

$Q_{1k}$  = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

$Q_{ik}$  = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

$\gamma_g$  = coeff. parziale =1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_p$  = coeff. parziale =0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

$\gamma_q$  = coeff. parziale =1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Per la caratterizzazione dei soli carichi stradali, in aggiunta a quelli edilizi, i coefficienti parziali  $\gamma_q$  relativi alle differenti combinazioni di stato limite sono riportati nella seguente tabella.

Stralcio della Tabella 5.1.V, NTC 2008, Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico allo SLU.

Tipologia dei carichi		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15

- **Combinazione sismica (SLV):**

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[ \sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

$E$  = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

$Q_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  = valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_{ki}$  = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\psi_{2,i}$  = coefficiente che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile

- **Stato Limite di Danno (SLD):**

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[ \sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

$E$  = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame

$Q_k$  = valore caratteristico delle azioni permanenti

$P_k$  = valore caratteristico delle azioni di precompressione

$Q_{ki}$  = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti

$\Psi_{2,i}$  = coefficiente che fornisce il valore quasi permanente dell'azione variabile

#### - Stato Limite di Esercizio (SLE):

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazione rara

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazione quasi permanente

dove:

$\psi_{1i}$  = coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per la caratterizzazione dei soli carichi stradali, in aggiunta a quelli edilizi, i coefficienti di combinazione  $\psi_i$  relativi ai differenti stati limite sono riportati nella seguente tabella.

Stralcio della Tabella 5.1.VI, NTC 2008 - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

Azioni	Gruppi di azioni	Coefficiente di combinazione $\psi_0$	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Traffico	Schemi 1, 5, 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00

## **8.1 STATI LIMITE CARATTERISTICI DELLE OPERE IN PROGETTO**

Le paratie devono verificare i seguenti Stati Limite Ultimi (§ 6.5.3.1.2, NTC 2008):

- SLU di tipo geotecnico (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;
  - sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - sifonamento del fondo scavo;
  - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- SLU di tipo strutturale (STR)
  - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia, accertando che la verifica sia soddisfatta per ogni stato limite considerato;

Per le opere strutturali in progetto, costituite da paratie passive ossia sottoposte alle azioni derivanti dal cinematisimo di uno strato di terreno instabile rispetto ad un sottostante suolo in quiete ed in assenza di scavo (*ben diverse dalle paratie attive, o di sostegno, sottoposte alla spinta attiva del terreno indotta dall'esecuzione di uno scavo*), realizzate da palificate perforate in c.a. senza tiranti del diametro di 60 cm ed interasse di 120 cm (*con 60 cm di spazio libero tra un palo e l'altro*), i soli stati limite ultimi che trovano applicazione tra quelli previsti dalla normativa sono:

- Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO) in condizioni sia statiche (SLU), sia sismiche (SLV) relativo alla verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- Stato limite ultimo di tipo strutturale (STR) in condizioni sia statiche (SLU), sia sismiche (SLV) relativo alla verifica di resistenza strutturale della paratia.

Le paratie, inoltre, devono verificare i seguenti Stati Limite di Esercizio (§ 6.5.3.2, NTC 2008):

- Gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono verificare, in condizioni sia statiche (SLE), sia sismiche (SLD), la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle acque sotterranee.

Poiché per le opere in progetto, caratterizzate da un classe d'uso II, non ricorrono specifiche prescrizioni, vale quanto stabilito al § 7.1 delle NTC 2008 (*Requisiti nei confronti degli Stati Limite*), e cioè che il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

## 8.2 AZIONI NELLA CONDIZIONE DI STATO LIMITE ULTIMO DI SAVAGUARDIA DELLA VITA

### (GEO) VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME TERRENO-OPERA

Riferimento normativo § 6.5.3.1.2 e C6.5.3.1.2 (*Paratie*) delle NTC 2008 e della Circolare n. 617/2009: Approccio 1, Combinazione 2 (A2+M2+R2).

Parametri geotecnici di progetto: Approccio 1, Combinazione 2 (cfr. Tabella 6.2.II, NTC 2008):

Parametri geotecnici	Valori caratteristici (k)		Coefficienti parziali $\gamma_{M2}$	Valori di progetto (D)	
	Orizzonte 1	Orizzonte 2		Orizzonte 1	Orizzonte 2
$\varphi'$ [°]	20,60 <sup>(*)</sup>	20,04 <sup>(*)</sup>	1,25	16,73 <sup>(*)</sup>	16,27 <sup>(*)</sup>
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	13,66	25,96	1,25	10,93	20,77
$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	47,50	84,48	1,40	33,93	60,34
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,24	19,79	1,00	17,24	19,79
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,29	20,06	1,00	18,29	20,06

<sup>(\*)</sup>  $\tan \varphi'_M = (\tan \varphi'_k) / \gamma_M$

Azioni di progetto: Approccio 1, Combinazione 2 (cfr. Tabella 6.2.I, NTC 2008):

Carichi	Valori caratteristici [kN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente parziale A2-GEO $\gamma_G, \gamma_Q$	Valori di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di combinazione $\psi_2$
G1k	26,60	1,00	26,60	-
Q1k	2,00	1,30	2,60	0,30
G2k	19,91	1,00	19,91	-
Q2k	2,00	1,30	2,60	0,30
Q3k	5,00	1,15 <sup>(*)</sup>	5,75	0,00 <sup>(**)</sup>

<sup>(\*)</sup> Cfr. Tabella 5.1.V, NTC 2008; <sup>(\*\*)</sup> Cfr. Tabella 5.1.VI, NTC 2008.

Parametri sismici di progetto:

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [%g]	$S_s$ [n]	$S_T$ [n]	$\beta_s$ [n]	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$k_h$ [n]	$k_v$ [n]
SLV	475	0,257	1,16	1,00	0,385	2,927	0,087	0,043

Poiché la paratia passiva in progetto è priva di tiranti, il coefficiente parziale della resistenza del terreno a valle dell'opera (coefficiente parziale R2) si assume paria a  $\gamma_{R2} = 1,00$ , come per i muri di sostegno (Cfr. Tabella 6.5.I, NTC 2008).



### 8.3 (STRU) VERIFICHE DI RESISTENZA STRUTTURALE DELLA PARATIA

Riferimento normativo § 6.5.3.1.2 e C6.5.3.1.2 (*Paratie*) delle NTC 2008 e della Circolare n. 617/2009: Approccio 1, Combinazione 1 (A1+M1+R1).

Parametri geotecnici di progetto: Approccio 1, Combinazione 1 (cfr. Tabella 6.2.II, NTC 2008):

Parametri geotecnici	Valori caratteristici (k)		Coefficienti parziali $\gamma_{M2}$	Valori di progetto (D)	
	Orizzonte 1	Orizzonte 2		Orizzonte 1	Orizzonte 2
$\varphi'$ [°]	20,60 <sup>(*)</sup>	20,04 <sup>(*)</sup>	1,00	20,60 <sup>(*)</sup>	20,04 <sup>(*)</sup>
$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	13,66	25,96	1,00	13,66	25,96
$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	47,50	84,48	1,00	47,50	84,48
$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,24	19,79	1,00	17,24	19,79
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,29	20,06	1,00	18,29	20,06

<sup>(\*)</sup>  $\tan \varphi'_M = (\tan \varphi'_k) / \gamma_M$

Azioni di progetto: Approccio 1, Combinazione 1 (cfr. Tabella 6.2.I, NTC 2008):

Carichi	Valori caratteristici [kN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente parziale A1-STRU $\gamma_G, \gamma_Q$	Valori di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	Coefficiente di combinazione $\psi_2$
G1k	26,60	1,30	34,58	-
Q1k	2,00	1,50	3,00	0,30
G2k	19,91	1,30	25,88	-
Q2k	2,00	1,50	3,00	0,30
Q3k	5,00	1,35 <sup>(*)</sup>	6,75	0,00 <sup>(**)</sup>

<sup>(\*)</sup> Cfr. Tabella 5.1.V, NTC 2008; <sup>(\*\*)</sup> Cfr. Tabella 5.1.VI, NTC 2008.

Parametri sismici di progetto:

	$T_R$ [anni]	$a_g$ [%g]	$S_S$ [n]	$S_T$ [n]	$\beta_s$ [n]	$a_{max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$k_h$ [n]	$k_v$ [n]
SLV	475	0,257	1,16	1,00	0,385	2,927	0,087	0,043

Poiché la paratia passiva in progetto è priva di tiranti, il coefficiente parziale della resistenza del terreno a valle dell'opera (coefficiente parziale R1) si assume paria a  $\gamma_{R1} = 1,00$ , come per i muri di sostegno (Cfr. Tabella 6.5.I, NTC 2008).

#### **8.4 AZIONI NELLA CONDIZIONE DI STATO LIMITE DI DANNO**

##### **(STRU) VERIFICHE DI DEFORMAZIONE STRUTTURALE DELLA PARATIA**

Vale quanto già detto in precedenza per la corrispondente condizione di SLV tranne quanto segue:

Parametri sismici di progetto:

	<b>T<sub>R</sub></b> [anni]	<b>a<sub>g</sub></b> [%g]	<b>S<sub>s</sub></b> [n]	<b>S<sub>T</sub></b> [n]	<b>β<sub>s</sub></b> [n]	<b>a<sub>max</sub></b> [m/s <sup>2</sup> ]	<b>k<sub>h</sub></b> [n]	<b>k<sub>v</sub></b> [n]
SLD	50	0,081	1,20	1,00	0,385	0,956	0,028	0,014

Poiché la paratia passiva in progetto è priva di tiranti, il coefficiente parziale della resistenza del terreno a valle dell'opera (coefficiente parziale R1) si assume paria a  $\gamma_{R1} = 1,00$ , come per i muri di sostegno (Cfr. Tabella 6.5.I, NTC 2008).

## 9. SCHEMATIZZAZIONE E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione strutturale dell'opera in progetto è il risultato di approfondite riflessioni basate sui seguenti elementi:

- Indagini e monitoraggio dei dissesti geologici e strutturali presso la proprietà del sig. Achille Tremonte, svolti nell'ambito dell'Accertamento Tecnico Preventivo (ex artt. 692 – 696 c.p.c.) iscritto al n. 213/2009 R.G. presso il Tribunale di Benevento, per un periodo di osservazione di circa 14 mesi (luglio 2009-settembre 2010);
- Caratterizzazione geologica e geotecnica del sito mediante prove di laboratorio ed in sito, ad integrazione delle indagini di cui sopra, effettuate nell'autunno 2015 con la supervisione del geol. ing. Antonello Casaretti e riportate nella Relazione Geologica allegata alla presente progettazione;
- Letteratura scientifica e tecnica relativa alle paratie passive impiegate nella stabilizzazione di pendii in frana, per il dimensionamento e l'interazione con i suoli circostanti.

La figura 3 mostra i sondaggi effettuati nel corso delle indagini geologiche in sito. In particolare, i sondaggi S1, S2, S3 ed S4 sono stati eseguiti nell'ambito dell'ATP (*periodo 2009-2010*), mentre il sondaggio S5 nell'ambito della presente progettazione (*autunno 2015*). I sondaggi S1, S2, S3, profondi circa 15 m, sono stati condizionati con tubi inclinometrici allo scopo di monitorare l'entità e l'orientamento del movimento franoso, mentre il sondaggio S4, profondo circa 6 m, è stato impiegato per monitorare l'andamento della falda acquifera. Il sondaggio S5, profondo 30 m, è stato impiegato per eseguire una prova in sito per la caratterizzazione sismica dei suoli, mediante prova in foro del tipo Down-Hole, ed una prova di permeabilità in foro del tipo Le Franc.



Fig. 3 – Planimetria del sito con localizzazione dei sondaggi e dei profili indagati (con le lettere A e B sono indicati fabbricati di proprietà del sig. Tremonte).

I risultati delle osservazioni inclinometriche hanno evidenziato, nei 14 mesi di osservazione, quanto segue:

- Il sondaggio S1 non ha registrato cinematismi in atto, al di là di un assestamento iniziale, con un valore della risultante per sommatoria a quota -2,0 m costante durante l'intero periodo di osservazione e pari al valore dell'assestamento iniziale di 1,5 cm;
- Il sondaggio S2, in prossimità dell'immobile "A" interessato dai maggiori dissesti strutturali alle murature portanti, ha invece registrato un cinematismo continuo durante l'intero periodo di osservazione, con un valore cumulativo della risultante per sommatoria alla quota -2,0 m di circa 1,5 cm, corrispondente ad una velocità media di scorrimento di 1 mm al mese; le deformazioni inclinometriche lungo lo sviluppo del sondaggio, tuttavia, non hanno evidenziato il punto di nullo rappresentativo della superficie di traslazione, che, pertanto, in S2 risulta a profondità maggiori di 15 m dal piano campagna;
- Nel periodo di osservazione, in ultimo, il sondaggio S3 ha registrato un imponente cinematismo, con un valore cumulativo della risultante per sommatoria alla quota -1,0 m di circa 42 cm, corrispondente ad una velocità media di scorrimento di 30 mm al mese; per questo sondaggio l'inclinometro ha individuato il punto di nullo della traslazione, che individua la posizione della superficie di scorrimento, alla profondità di 4 m dal piano campagna; la quota di scorrimento, in particolare, marca la frontiera tra gli strati di suolo caratterizzati nella presente progettazione come "orizzonte 1", in superficie, e "orizzonte 2", in profondità.

In sintesi, le osservazioni effettuate nell'ambito dell'ATP hanno evidenziato un cinematismo complesso dell'intero versante, scindibile in due distinti fenomeni tra loro collegati. Nella zona a nord del sondaggio S3 è risultato agente un rilevante fenomeno traslativo, limitato al solo strato superficiale denominato "orizzonte 1", causato dall'intensa attività erosiva operata dal caotico regime delle acque superficiali, soprattutto in conseguenza di intensi fenomeni piovosi. Nella zona a sud di S3, in corrispondenza degli immobili "A" e "B" del sig. Tremonte, i fenomeni erosivi di cui sopra hanno modificato l'equilibrio del regime di falda acquifera, causando l'insorgere di un movimento franoso, il cui effetto si manifesta nei danni strutturali agli immobili. In corrispondenza dei fabbricati del sig. Tremonte, inoltre, lo scorrimento è avvenuto all'interno di strati di suolo più profondi e meno alterati, l'"orizzonte 2", rispetto alla zona a nord di S3, probabilmente proprio per la presenza di carichi permanenti che, incrementando la pressione geostatica, hanno aumentato la resistenza limite allo scorrimento alla Mohr-Coulomb. Non deve sorprendere, perciò, se il cinematismo registrato in quest'area è risultato di minore intensità rispetto a quello osservato a nord di S3. La direzione prevalente dei cinematismi osservati in S2 ed S3 è risultata sub parallela alla direttrice S1-S4-S3.

Questo lo stato di fatto osservato nella fase di ATP, in conseguenza del quale il Giudice della causa 3028/2014 R.G. ha disposto la realizzazione di un intervento di messa in sicurezza degli immobili del sig. Achille Tremonte, mediante stabilizzazione del versante in frana su cui sorgono, e la mitigazione delle cause dell'instabilità, attraverso la regimentazione delle acque superficiali.





Fig. 4 – Schema planimetrico delle palificate in progetto.

La paratia passiva in progetto, costituita da pali di diametro 60 cm, lunghezza 25 m ed interasse di 120 cm, consente di realizzare, come vedremo, sia l'incremento della resistenza allo scorrimento del volume di suolo in frana, sia un adeguato deflusso della falda da monte verso valle, grazie allo spazio libero tra i pali.

Le verifiche della sicurezza del complesso paratia-suoli (*verifiche GEO*) sono state effettuate con il metodo dell'equilibrio limite (LEM). Come noto, questo metodo analizza la sicurezza del pendio modellandolo in condizione di stato piano di deformazione, semplificando così il modello tridimensionale in uno bidimensionale secondo uno specifico profilo geotecnico. Poiché nel presente progetto le palificate da realizzare sono due, disposte lungo direttrici tra loro ortogonali, le verifiche sono state condotte secondo due profili geotecnici di riferimento, ortogonali alle palificate, più un terzo, anch'esso d'interesse, orientato secondo la direzione sub-parallela allo scivolamento osservato nella fase dell'ATP. I profili geotecnici studiati, pertanto, sono definiti dalle sezioni (*cfr. Relazione Geologica e Relazione Geotecnica allegate alla presente*):

- A-B, individuata dal profilo geologico che interseca i sondaggi S1 ed S2; questo profilo individua la giacitura con maggiore pendenza e la presenza contemporanea di tutte le azioni antropiche (carichi) individuate;
- II-II', individuata dal profilo geologico che interseca i sondaggi S1-S4-S3, secondo una direttrice sub parallela al cinematismo franoso osservato nell'ambito dell'ATP;
- IV-IV', individuata dal profilo geologico che correla i sondaggi S2 ed S3; la valutazione della sicurezza di questo profilo è direttamente legata alla palificata a protezione dall'area soggetta agli intensi fenomeni erosivi a nord di S3.

Lo studio di questi 3 profili consente di valutare in modo sufficientemente ampio e complessivo la stabilità della porzione di versante oggetto di messa in sicurezza. L'estensione di ogni profilo è di 100 m, nel rispetto del mandato del giudice. I risultati ottenuti, infatti, sono limitati alla porzione di versante oggetto di tutela, potendosi verificare più a monte, ovvero a valle, fenomeni locali di instabilità indipendenti da quelli oggetto di causa.

Le ipotesi adottate per i calcoli delle verifiche geotecniche di stabilità globale sono:

- Metodo di calcolo Morgenstern & Price;
- Algoritmo di ricerca dinamica della superficie con  $FS_{min}$  “*Sniff Random Search*” (Borselli, 1997; Borselli 2012, ‘15);
- Smussatura delle superfici di scivolamento (Borselli 2010);
- Analisi dell'effetto *tension crack* in testa al pendio (Borselli 2010);
- Metodo di calcolo della reazione del palo secondo Ito & Matsui (1975, ‘79, ‘81, ‘82) e Hassiotis (1997) con determinazione dell'effettivo grado di mobilitazione della spinta passiva;
- Iterazione del calcolo di stabilità esteso a 10.000 superfici;
- Esclusione della reazione esplicata dal palo nel caso in cui la superficie con  $FS_{min}$  interseca la palificata per una lunghezza minore del 20% dall'estremità inferiore.

Si rimanda alla Relazione Geotecnica per la presentazione completa dei risultati delle verifiche di sicurezza, sia in forma tabellare che grafica.

Le verifiche della sicurezza strutturale, invece, sono state condotte con procedura separata, modellando il palo come trave elastica ed i suoli come distribuzione continua di molle alla Winkler, sia a monte che a valle del palo (cfr. Viggiani 1981). Le sollecitazioni di taglio e momento flettente, inoltre, sono state determinate assumendo azioni sul palo coerenti con quelle sviluppate nelle verifiche geotecniche, assumendo, nei corrispondenti stati limite, la medesima superficie di scorrimento ( $FS_{min}$ ) e la stessa distribuzione di carichi agenti. Il modello di calcolo adottato assume:

- Il palo interamente immerso nel suolo, sia a monte che a valle;
- La medesima quota di falda impiegata nelle verifiche di stabilità globale;
- Che al di sopra della superficie di scorrimento ( $FS_{min}$ ) ed a valle del palo le caratteristiche di resistenza dei terreni corrispondono ai valori cautelativi delle condizioni residue;
- Che al di sopra della superficie di scorrimento ( $FS_{min}$ ) ed a monte del palo agisce l'azione determinata mediante verifica di stabilità globale, con carichi e caratteristiche dei suoli secondo l'Approccio 1, Combinazione 1 (verifiche STRU);
- Che al di sotto della superficie di scorrimento ( $FS_{min}$ ) le caratteristiche di resistenza dei terreni sono quelle delle condizioni di picco;
- Il valore delle spinte attive e passive dei suoli situati sotto la superficie con  $FS_{min}$  secondo il criterio di Coulomb, per tener conto della effettiva pendenza del pendio e dell'attrito palo terreno;
- La presenza di un vincolo in testa alla palificata dovuto alla presenza della trave di collegamento, variabile tra la condizione di spostamento nullo in corrispondenza

dell'incrocio delle due paratie, in conseguenza del vincolo di continuità delle due travi di collegamento, e quella di spostamento libero ai vertici terminali delle palificate.

## 10. CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME PARATIA-SUOLI

Di seguito si riportano, in forma sintetica, i risultati delle verifiche geotecniche di stabilità globale dell'opera in progetto. Per maggiore dettaglio si rimanda alla Relazione Geotecnica.

### 10.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

#### Profilo geologico A-B: Condizione Drenata.

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,205
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	1,626
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	35%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,13250
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	1,52
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,18875
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	2,17

#### Profilo geologico A-B: Condizione Non Drenata.

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,043
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	1,458
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	40%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,09563
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	1,09
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,16063
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	1,85

Le verifiche effettuate indicano che il profilo A-B risulta critico, ossia al limite dell'equilibrio (FS=1), in assenza di paratia nella "Condizione Non Drenata". La superficie di potenziale scorrimento individuata da SSAP coinvolge entrambi gli immobili di proprietà del sig. Tremonte e si situa, in corrispondenza del sondaggio S2, ad una profondità dal piano campagna compresa tra 17,15 m e 22,20 m, in accordo con i risultati delle osservazioni effettuate nella fase di ATP. L'inserimento della paratia nel profilo, invece, consente di innalzare il fattore di sicurezza (FS) del versante almeno del 35% (*nella condizione drenata*). Nelle condizioni di SLV, inoltre, il complesso paratia-suoli sarebbe mobilizzato esclusivamente da sismi di intensità non inferiore ad 1,85 volte quello di progetto. Per il profilo A-B, pertanto, la paratia soddisfa pienamente l'obiettivo di stabilità globale fissato.



**Profilo geologico II-II': Condizione Drenata.**

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,351
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	2,159
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	40%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,16875
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	1,94
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	60%
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,21500
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	2,47

**Profilo geologico II-II': Condizione Non Drenata.**

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,546
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	1,704
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	10%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,17875
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	2,05
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,18688
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	2,15

Le verifiche effettuate indicano che il profilo II-II' in assenza di paratia, sia nella "Condizione Drenata", sia in quella "Non Drenata", non risulta in condizioni critiche, con un fattore minimo di sicurezza  $FS=1,351$ . La superficie di potenziale scorrimento individuata dal software SSAP, inoltre, interessa l'immobile "A" di proprietà del sig. Tremonte, il solo presente su questo profilo, ad una profondità di 6÷7 m dal piano campagna, in un volume di suolo compreso tra i sondaggi S1 ed S2. L'inserimento della paratia nel profilo, nondimeno, innalza il fattore di sicurezza del versante ad un valore non inferiore a  $FS=1,7$ . Nelle condizioni di SLV, inoltre, il complesso paratia-suoli sarebbe mobilizzato esclusivamente da sismi di intensità non inferiore ad 2,15 volte quello di progetto. Per il profilo II-II', pertanto, la paratia soddisfa pienamente l'obiettivo di stabilità globale fissato.

**Profilo geologico IV-IV': Condizione Drenata.**

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,688
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	1,730
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	2,5%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,21313
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	2,45
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,23063
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	2,65

**Profilo geologico IV-IV': Condizione Non Drenata.**

Sicurezza allo scorrimento prima dell'esecuzione dell'opera	$FS_{min,pre}$	=	1,527
Sicurezza allo scorrimento dopo l'esecuzione dell'opera	$FS_{min,post}$	=	2,570
Incremento percentuale della sicurezza	$\Delta\%FS$	=	68%
Coefficiente sismico critico senza paratia (FS=1)	$Kh_{crit,1}$	=	0,17094
Moltiplicatore sismico instabilizzante senza paratia	$Kh_{crit,1} / Kh$	=	1,96
Coefficiente sismico critico con paratia (FS=1)	$Kh_{crit,2}$	=	0,18875
Moltiplicatore sismico instabilizzante con paratia	$Kh_{crit,2} / Kh$	=	2,17

Diversamente dai precedenti due profili, le verifiche di stabilità del profilo IV-IV' risultano maggiormente diversificate a seconda che siano effettuate in condizioni "drenate", ovvero "non drenate". Indipendentemente dalla presenza o meno della paratia, nella "Condizione Drenata" le potenziali superfici di scorrimento sono tutte a sufficiente distanza di sicurezza dall'immobile "A", il solo presente su questo profilo, ed esclusivamente nello strato di suoli denominato "orizzonte 1". L'immobile non risulta così direttamente interessato dalla potenziale instabilità. L'analisi, quindi, conferma le osservazioni raccolte nella fase di ATP, e cioè che a nord del sondaggio S3 i suoli dell'"orizzonte 1" tendono a scorrere sul sottostante "orizzonte 2". Il valore di  $FS=1,688$  misurato in assenza di paratia, tuttavia, risulta molto rassicurante solo a causa del modesto valore della pendenza del pendio lungo questo profilo, praticamente quello meno scosceso della giacitura. Le indagini svolte nella fase di ATP, infatti, hanno riscontrato che l'area situata a nord di S3 (in terreni di proprietà diversa dal sig. Tremonte) presenta un valore di  $FS \approx 1$  allo scorrimento in corrispondenza dell'impluvio naturale del pendio, lungo la massima pendenza, localizzato a qualche decina di metri dai fabbricati. Nella "Condizione Drenata", pertanto, l'inserimento della paratia ha la sola funzione di compartimentare, e pertanto di salvaguardare, l'area su cui sorgono gli immobili di proprietà del sig. Tremonte da quella soggetta agli intensi fenomeni erosivi.

In "Condizione Non Drenata", invece, il software SSAP individua una superficie di potenziale scorrimento che interessa anche l'area su cui sorge l'immobile "A", fino a 19 m di profondità dal piano campagna. Il fattore di sicurezza  $FS=1,527$  in assenza di paratia, nondimeno denota ancora un basso livello di rischio di mobilitazione. L'inserimento della paratia nel profilo, in ogni caso, innalza il fattore di sicurezza al valore ben più rassicurante di  $FS=2,57$ . Il complesso paratia-suoli, inoltre, sarebbe mobilitato esclusivamente da sismi di intensità non inferiore a 2,17 volte quello di progetto. Anche per il profilo IV-IV', pertanto, la paratia soddisfa pienamente l'obiettivo di stabilità globale fissato.

## 11. CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DELL'ELEMENTO PALO

Di seguito si riportano, in forma sintetica, i risultati delle verifiche strutturali delle paratie in progetto. Per maggiore dettaglio si rimanda ai tabulati di calcolo.

### 11.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

**Profilo geologico A-B: Condizione Drenata.**

**Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

**-0,50 m**

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito & Matsui

**1.537,69 kN**

*(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	10,30	6,83	0,00	1,44	31,65
<b>Orizzonte 2</b>	-12,00	10,02	12,98	0,00	1,42	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-14,45	20,04	25,96	0,51	3,46	181,18

**Output di calcolo:**

Taglio massimo

**351 kN**

Moneto flettente massimo

**731 kN\*m**

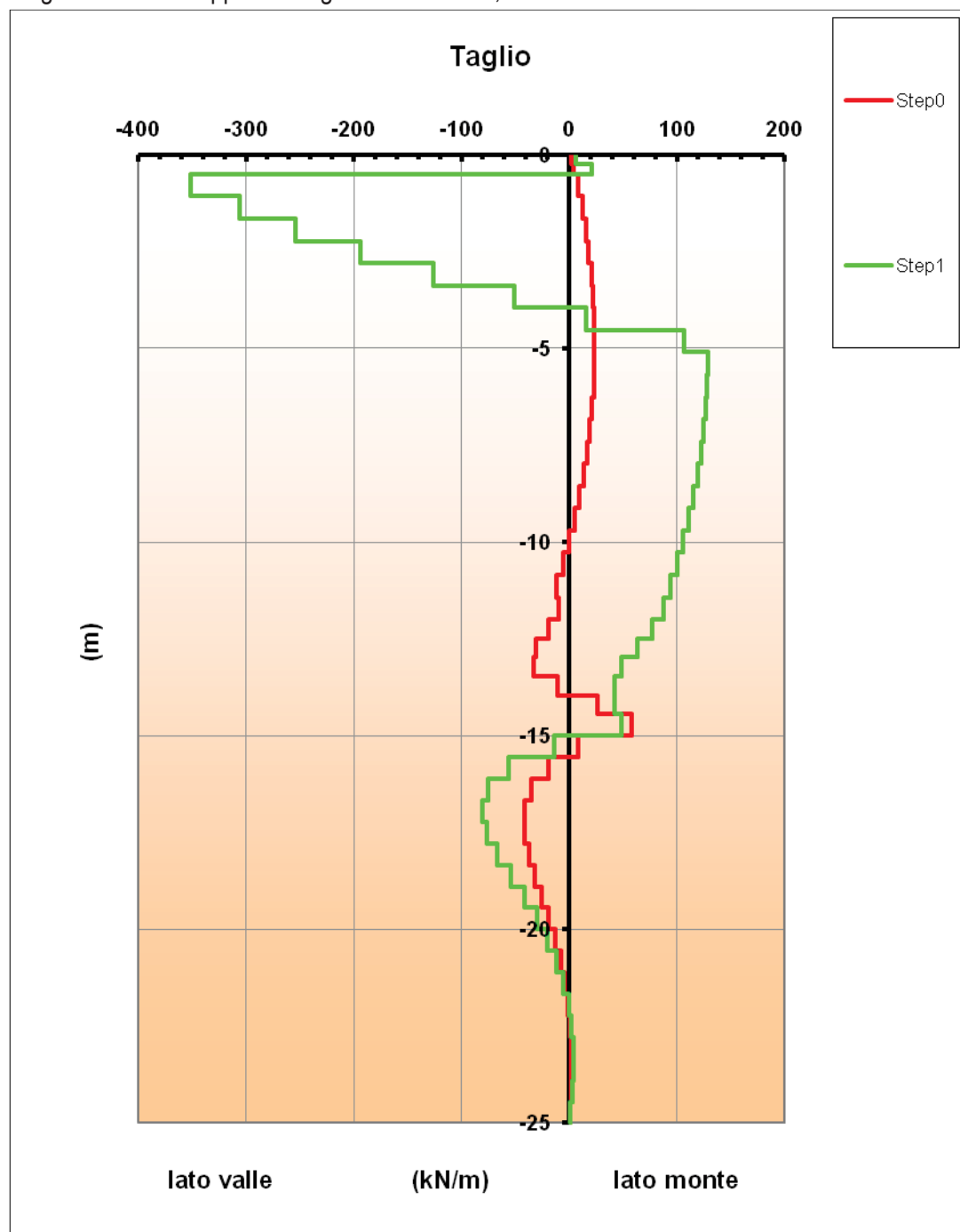
Spostamento massimo

**123 mm**

Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito

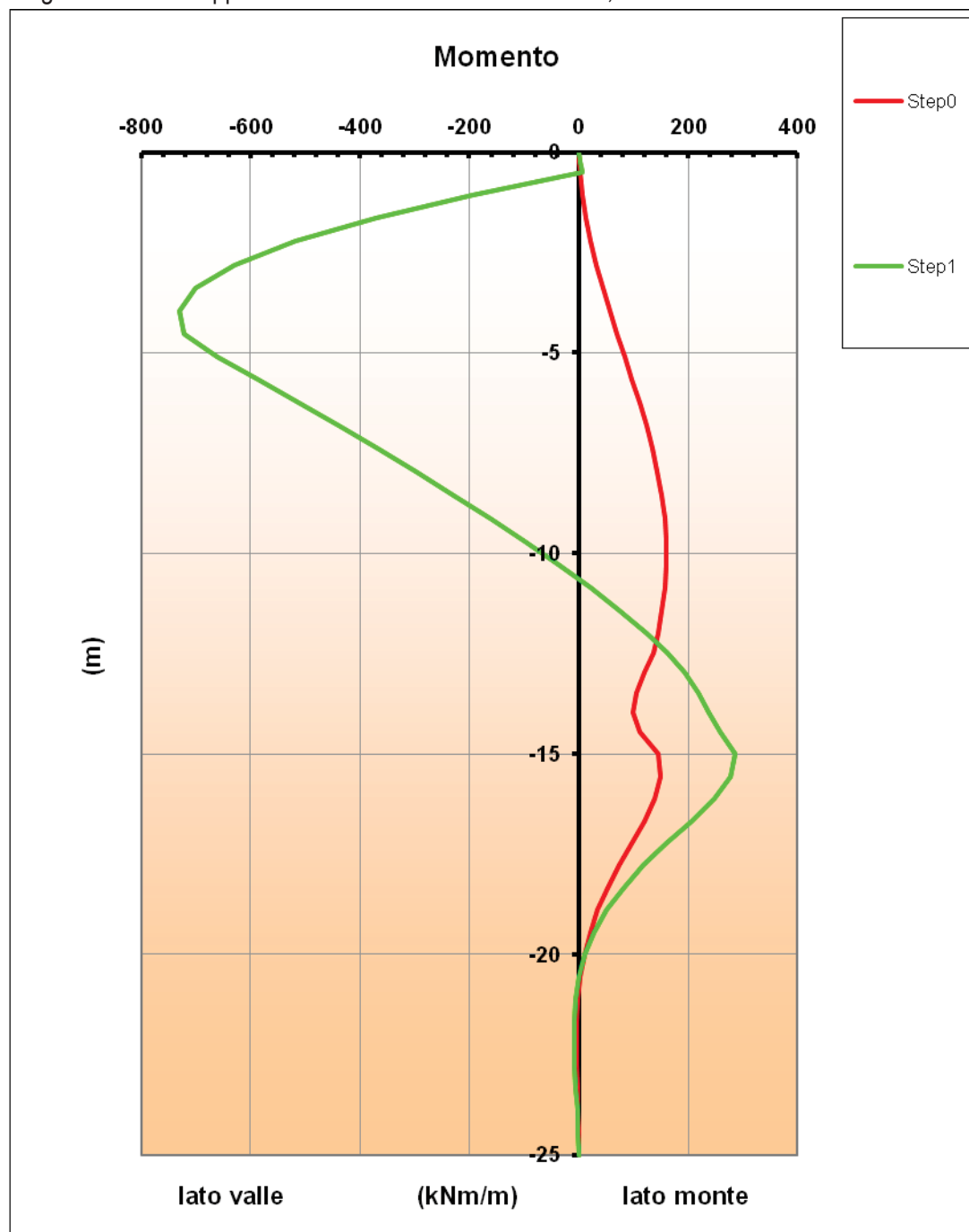
**400 kN**

Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo A-B, Condizione Drenata.



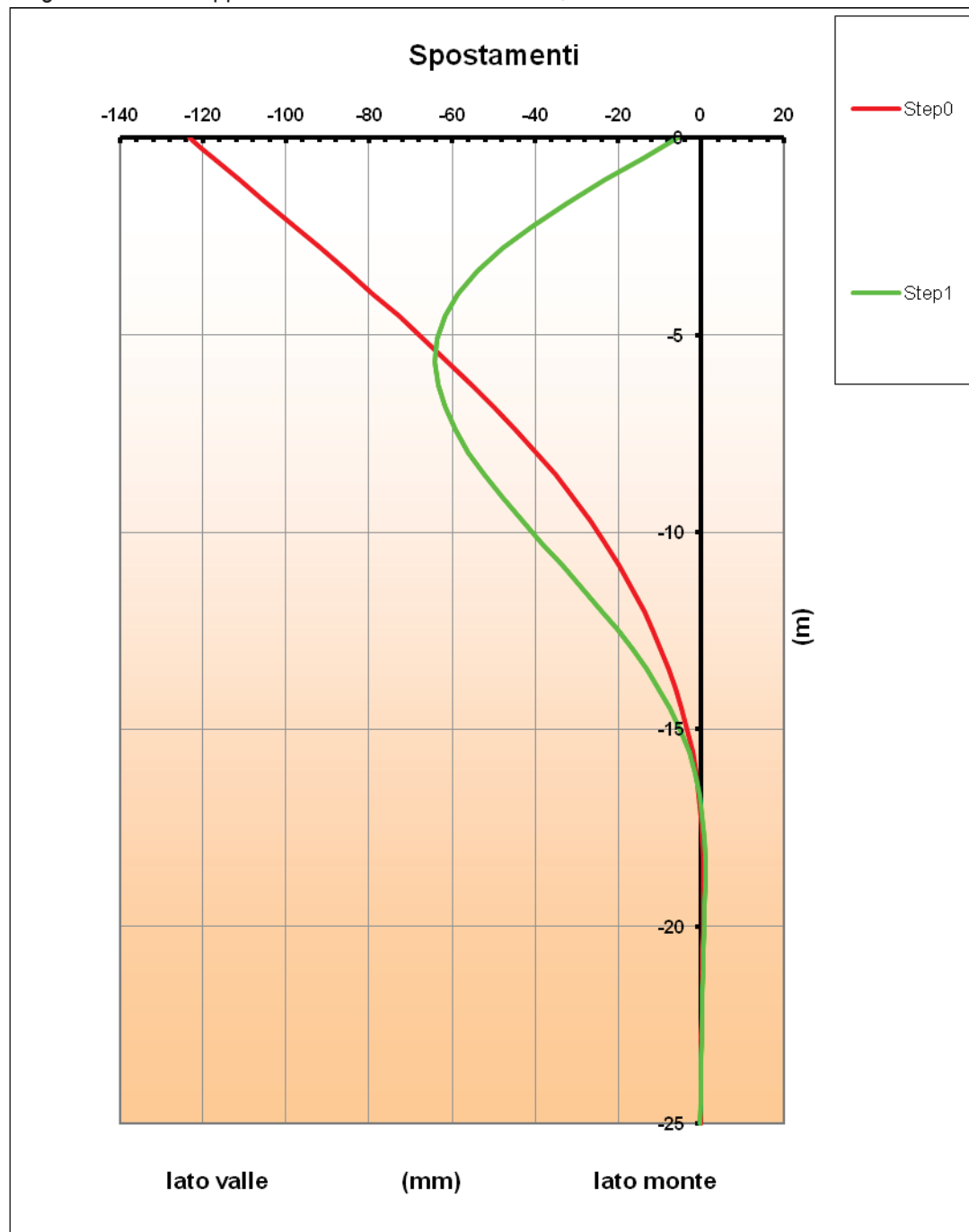
In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo dei Momenti flettenti – Profilo A-B, Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di inviluppo delle deformate – Profilo A-B, Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

**Profilo geologico A-B: Condizione Non Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

----

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito & Matsui **1.575,35 kN***(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	Cu [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	-	23,75	0,00	1,00	48,63
<b>Orizzonte 2</b>	-12,00	-	42,00	0,00	1,00	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-16,50	-	84,00	1,00	1,00	142,29

**Output di calcolo:**

Taglio massimo

**85 kN**

Momento flettente massimo

**84 kN\*m**

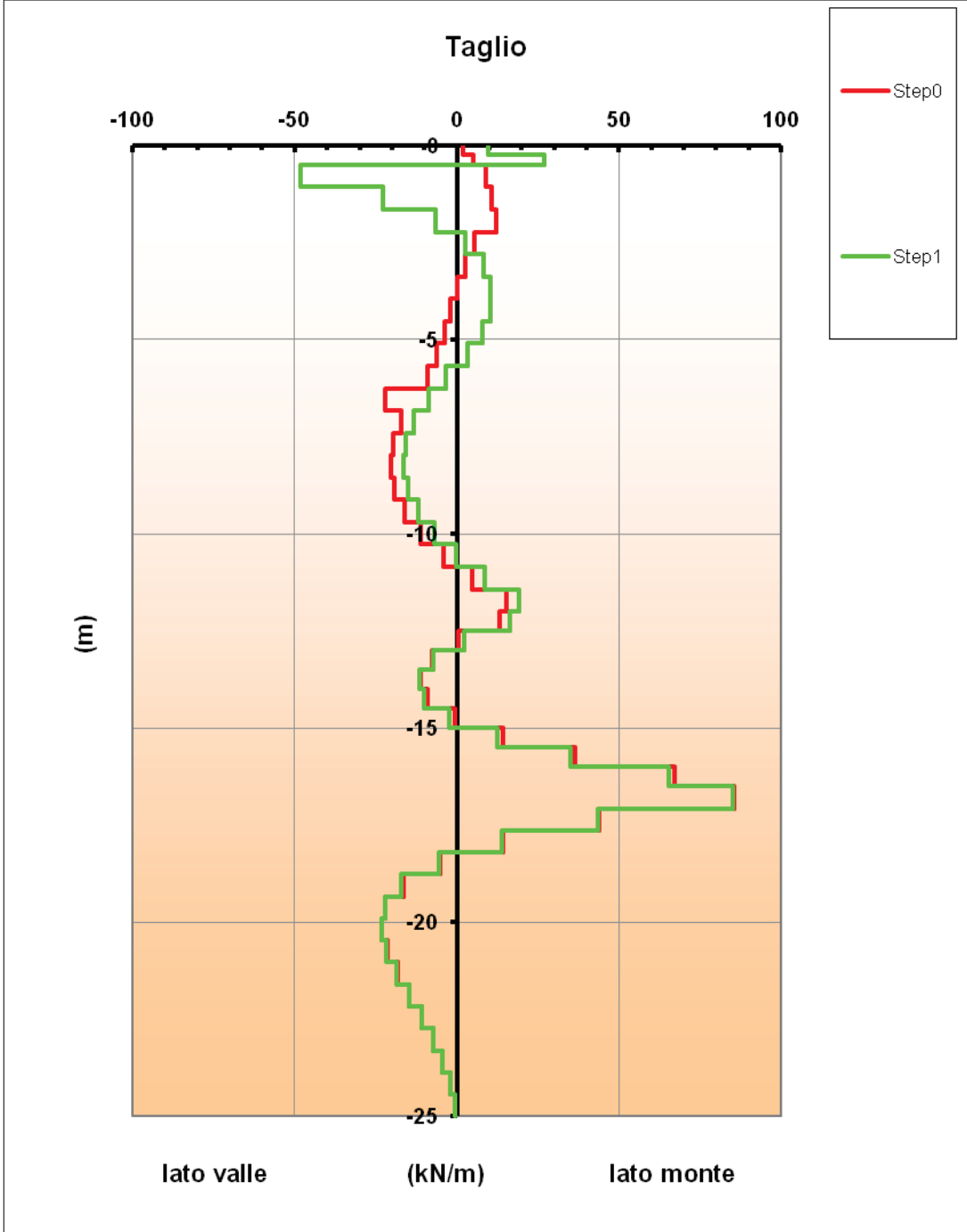
Spostamento massimo

**10,3 mm**

Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito

**100 kN**

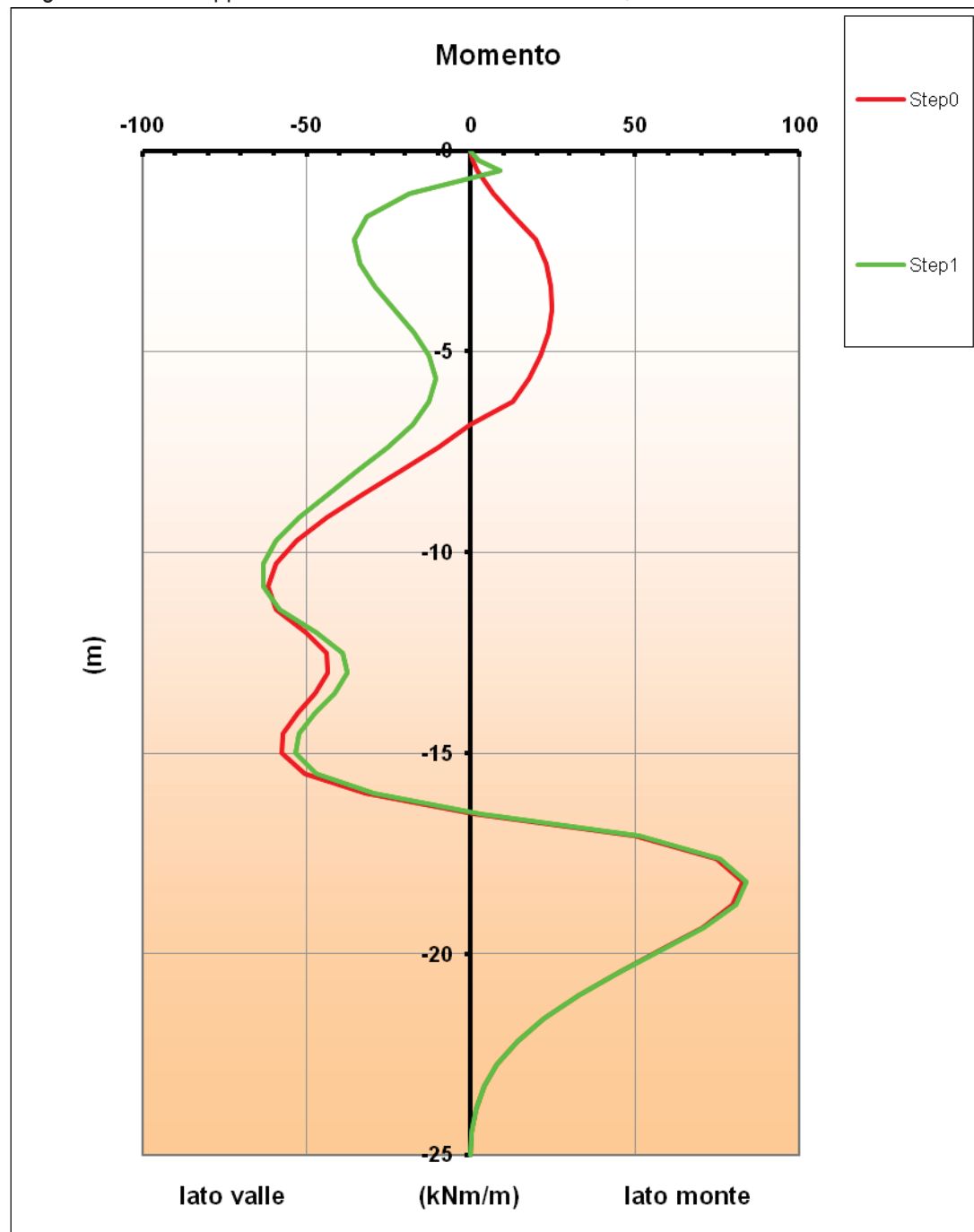
Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo A-B, Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

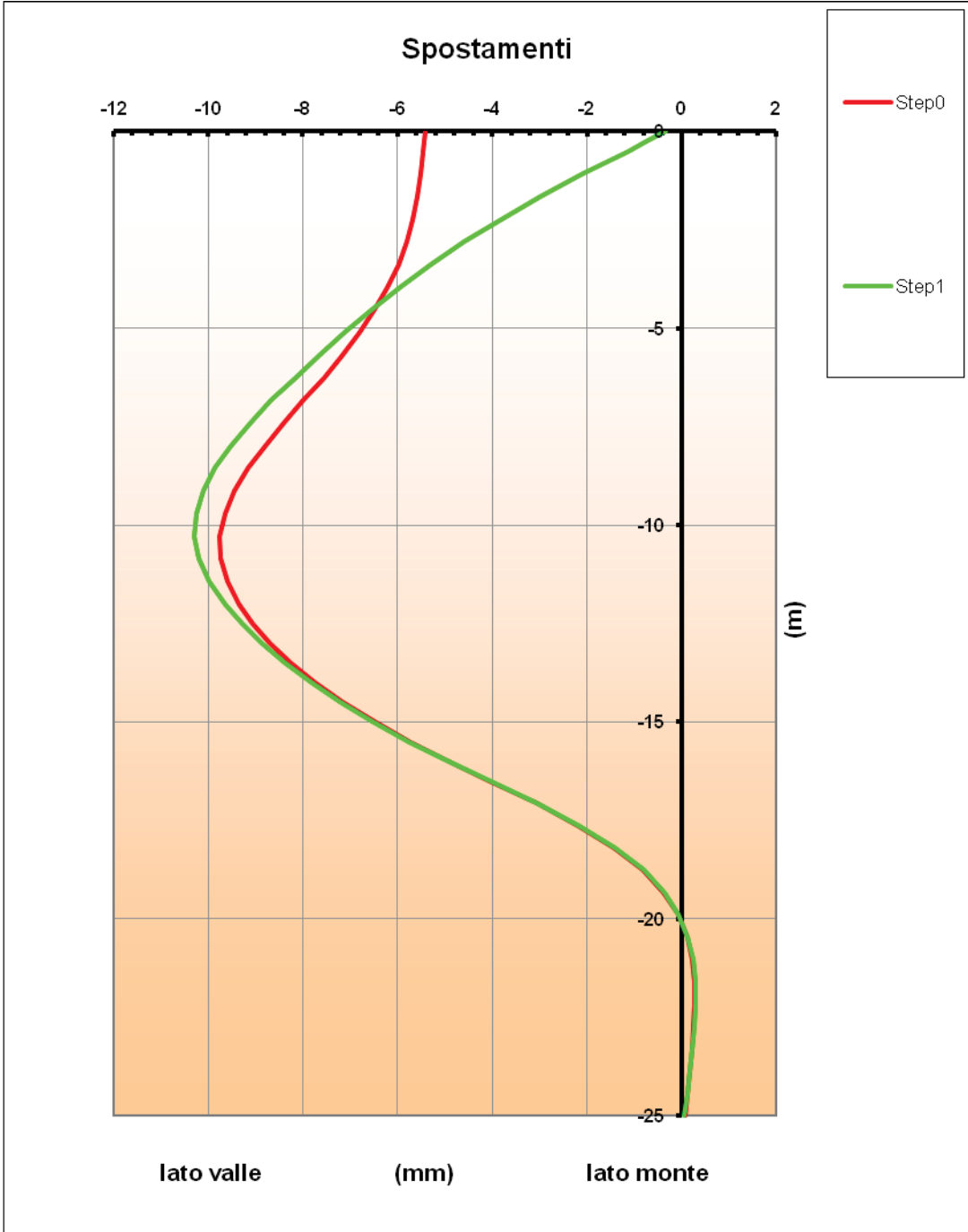


Diagramma di involuppo del Momento flettente – Profilo A-B, Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo delle deformate – Profilo A-B, Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

**Profilo geologico II-II': Condizione Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

**-0,50 m**

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito &amp; Matsui

**643,40 kN***(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	10,30	6,83	0,00	1,44	28,08
<b>Orizzonte 2</b>	-4,60	10,02	12,98	0,00	1,42	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-10,24	20,04	25,96	0,52	3,53	97,57

**Output di calcolo:**

Taglio massimo

**63 kN**

Momento flettente massimo

**57 kN\*m**

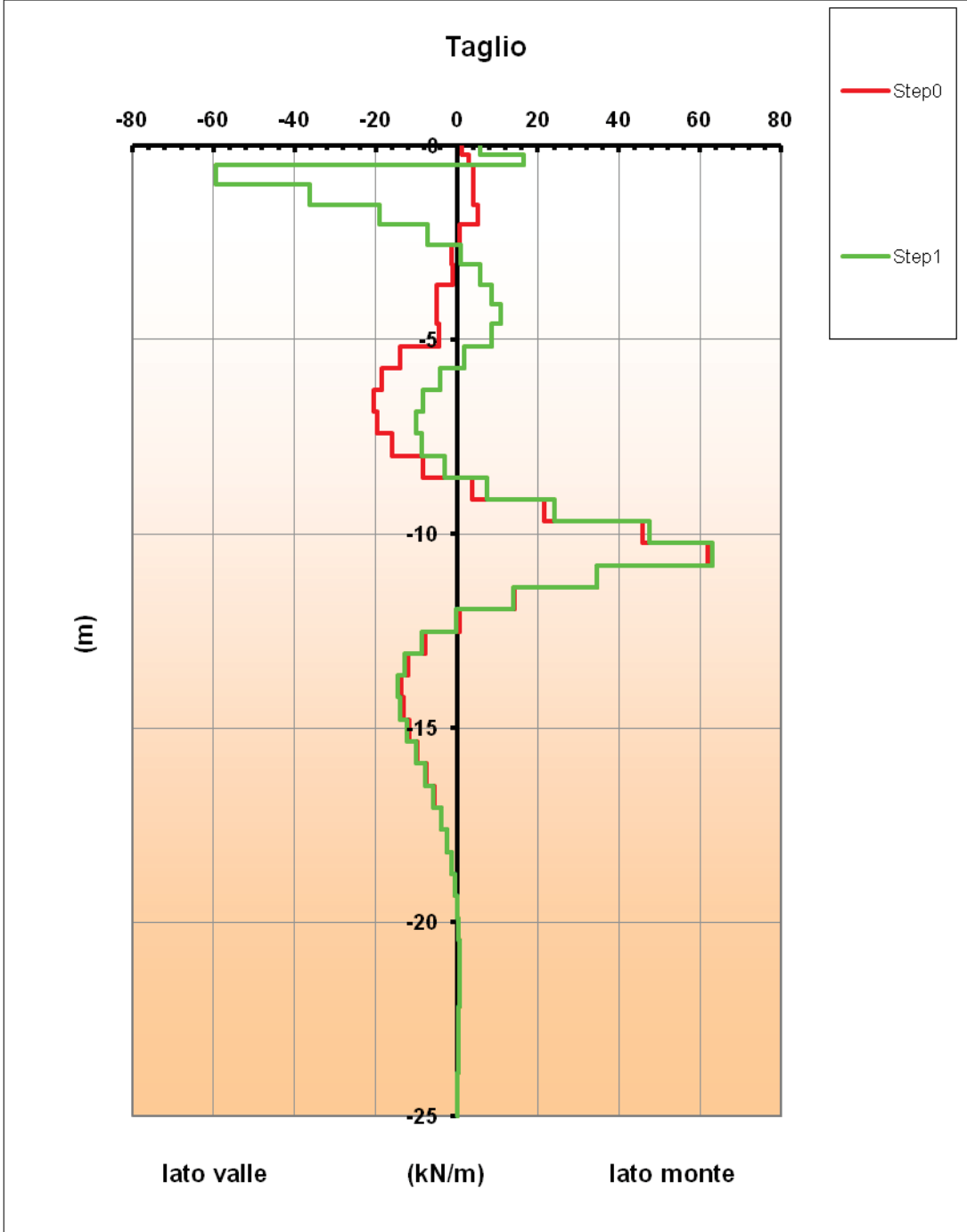
Spostamento massimo

**5 mm**

Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito

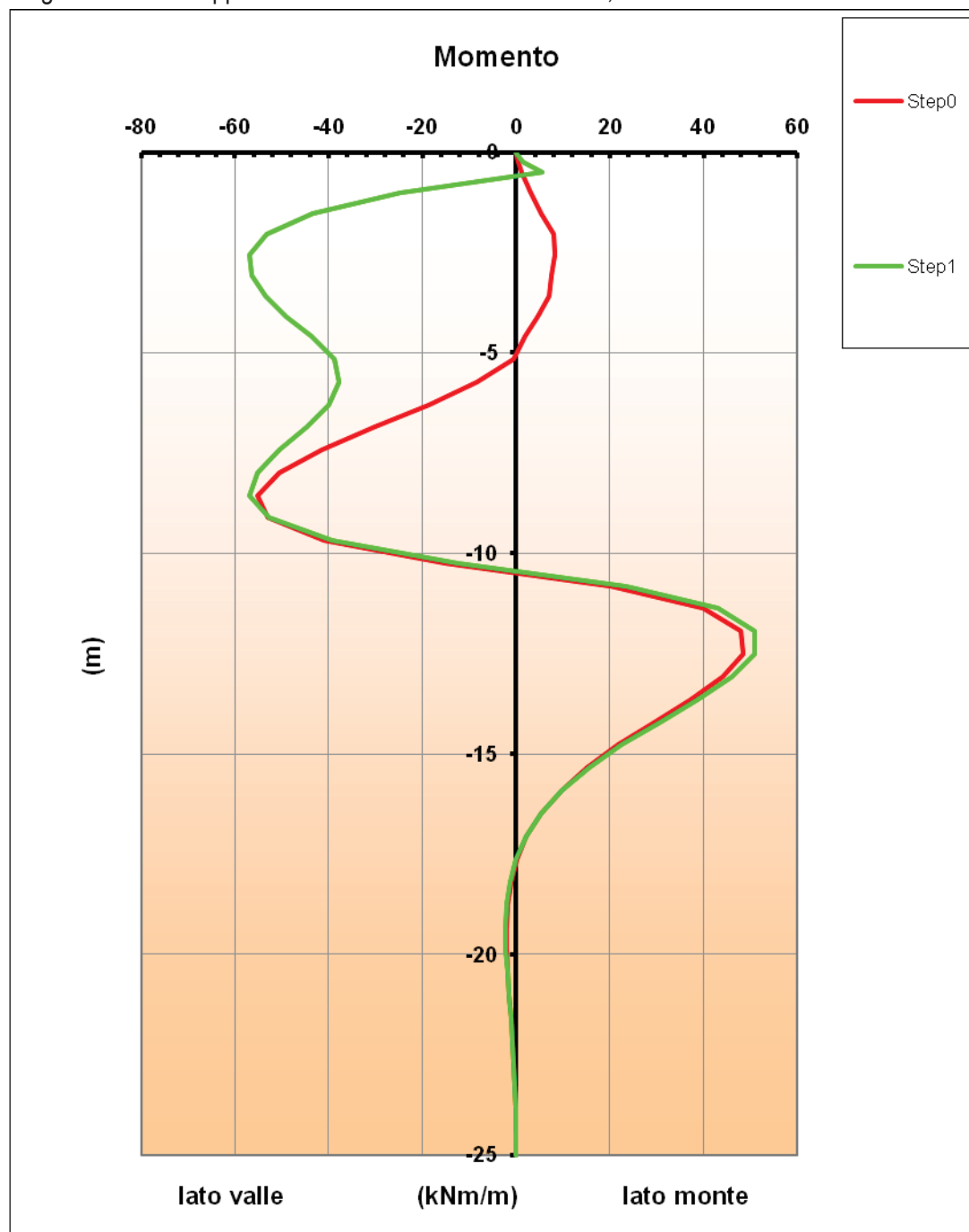
**100 kN**

Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo II-II', Condizione Drenata.



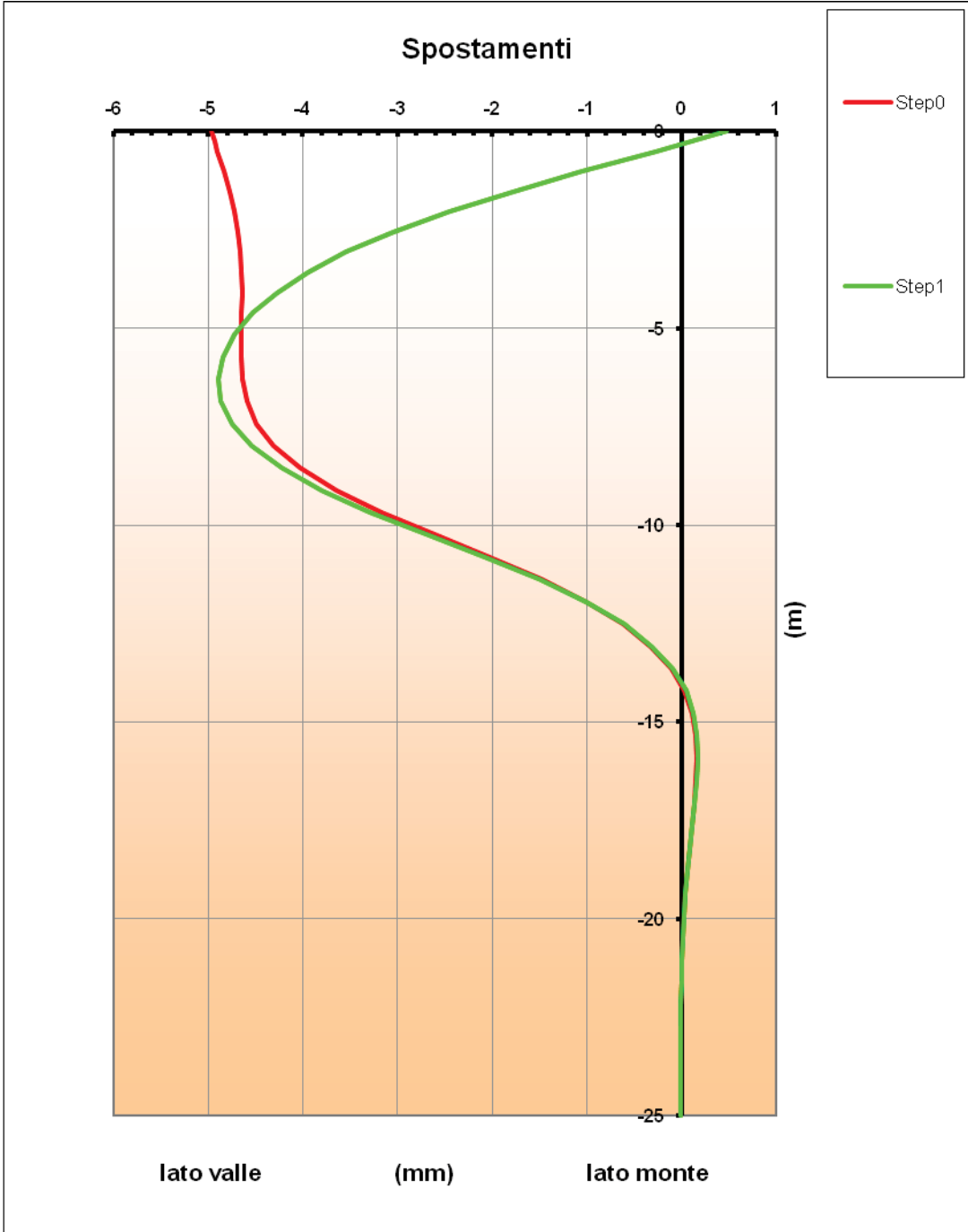
In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo dei Momenti flettenti – Profilo II-II', Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di inviluppo delle deformate – Profilo II-II', Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

**Profilo geologico II-II': Condizione Non Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

----

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito &amp; Matsui

**79,24 kN***(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	Cu [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	-	23,75	0,00	1,00	30,85
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-2,21	-	47,50	0,00	1,00	40,94
<b>Orizzonte 2</b>	-4,60	-	84,00	1,00	1,00	-

**Output di calcolo:**

Taglio massimo

**32 kN**

Momento flettente massimo

**35 kN\*m**

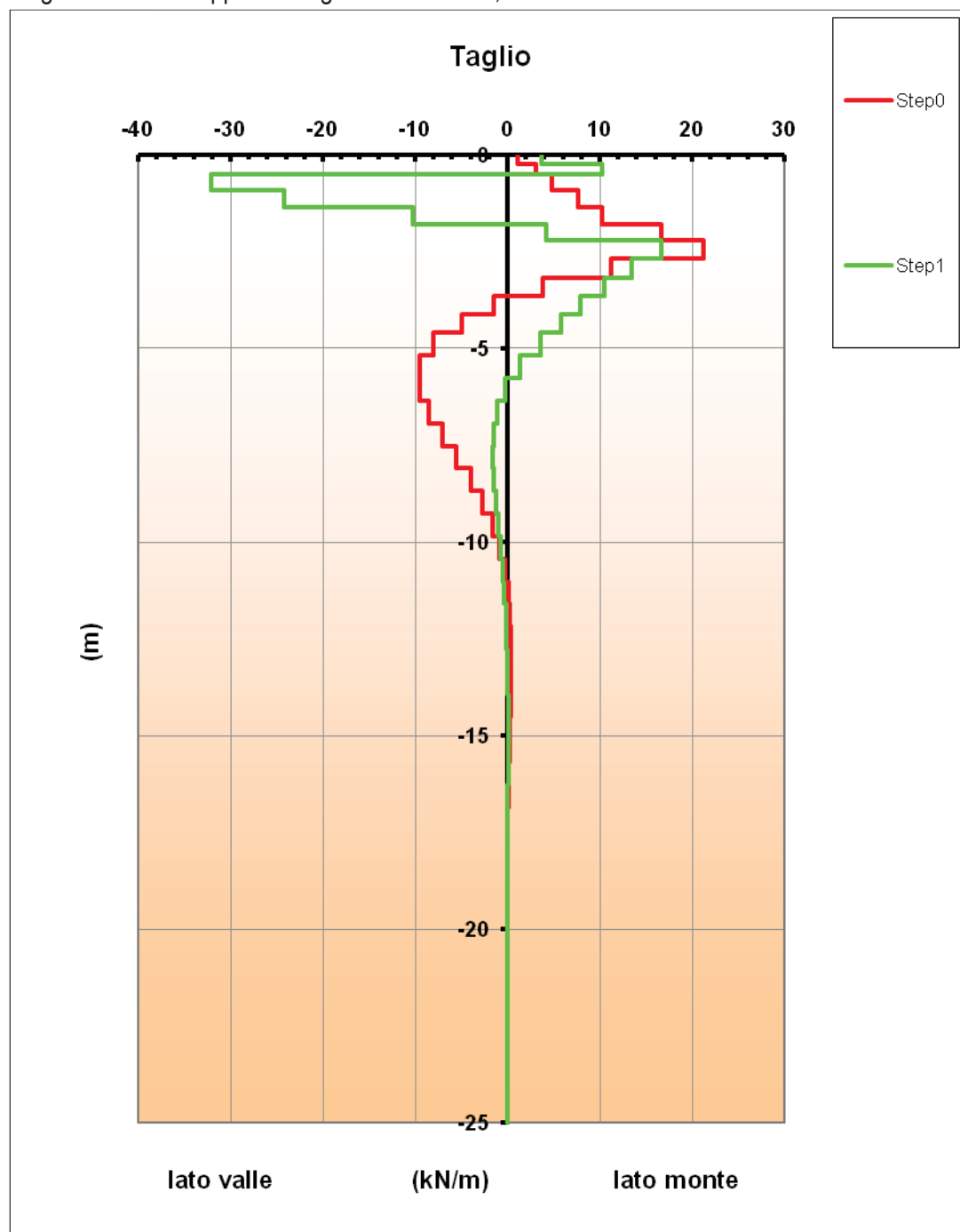
Spostamento massimo

**3,5 mm**

Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito

**50 kN**

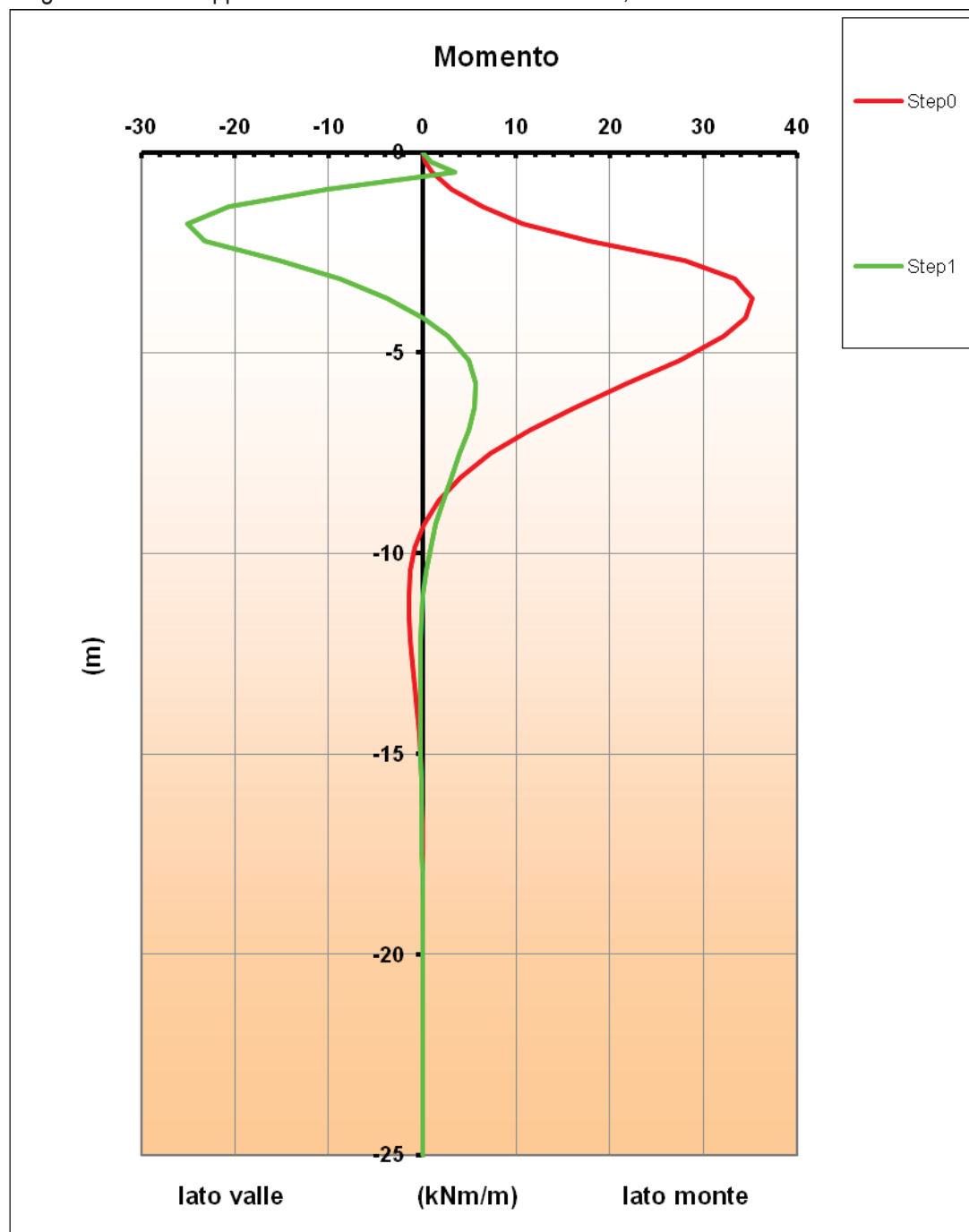
Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo II-II', Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

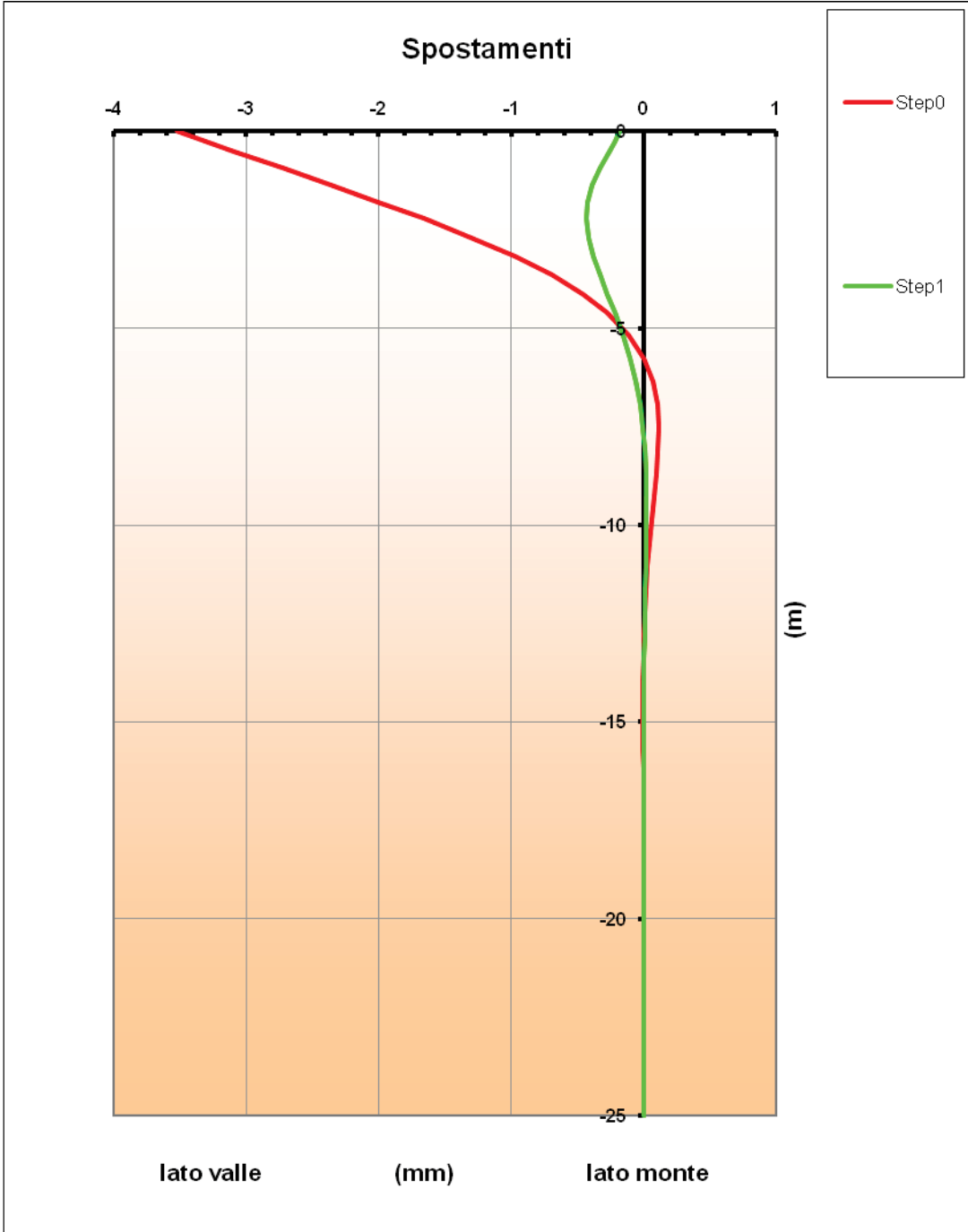


Diagramma di involuppo del Momento flettente – Profilo II-II', Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di inviluppo delle deformate – Profilo II-II', Condizione non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

**Profilo geologico IV-IV': Condizione Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c. **-0,50 m**

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito & Matsui **66,59 kN**

(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	10,30	6,83	0,00	1,44	10,00
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-3,93	20,60	13,66	0,50	3,56	23,85
<b>Orizzonte 2</b>	-5,15	20,04	25,96	0,49	3,24	-

**Output di calcolo:**

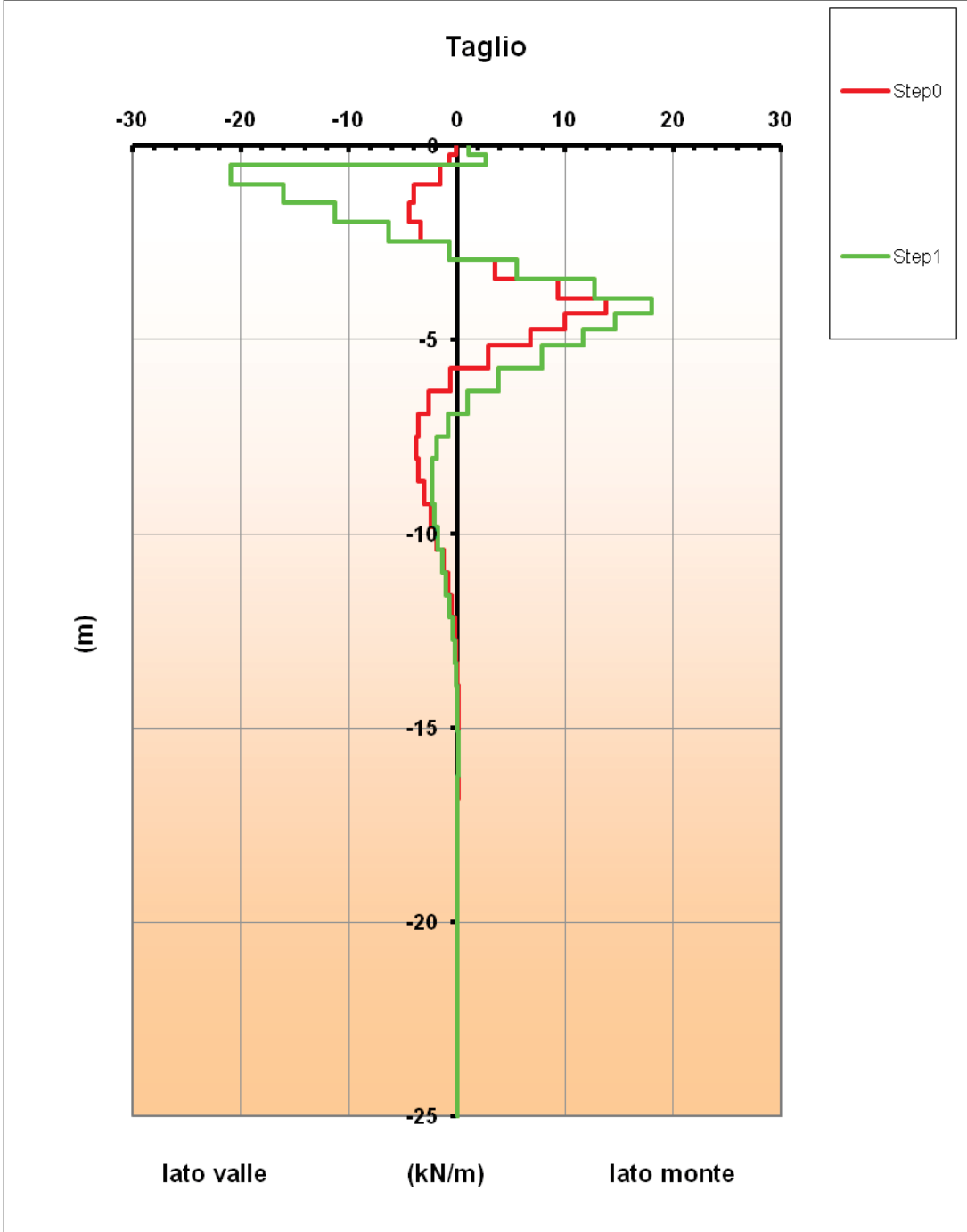
Taglio massimo **21 kN**

Moneto flettente massimo **26 kN\*m**

Spostamento massimo **2 mm**

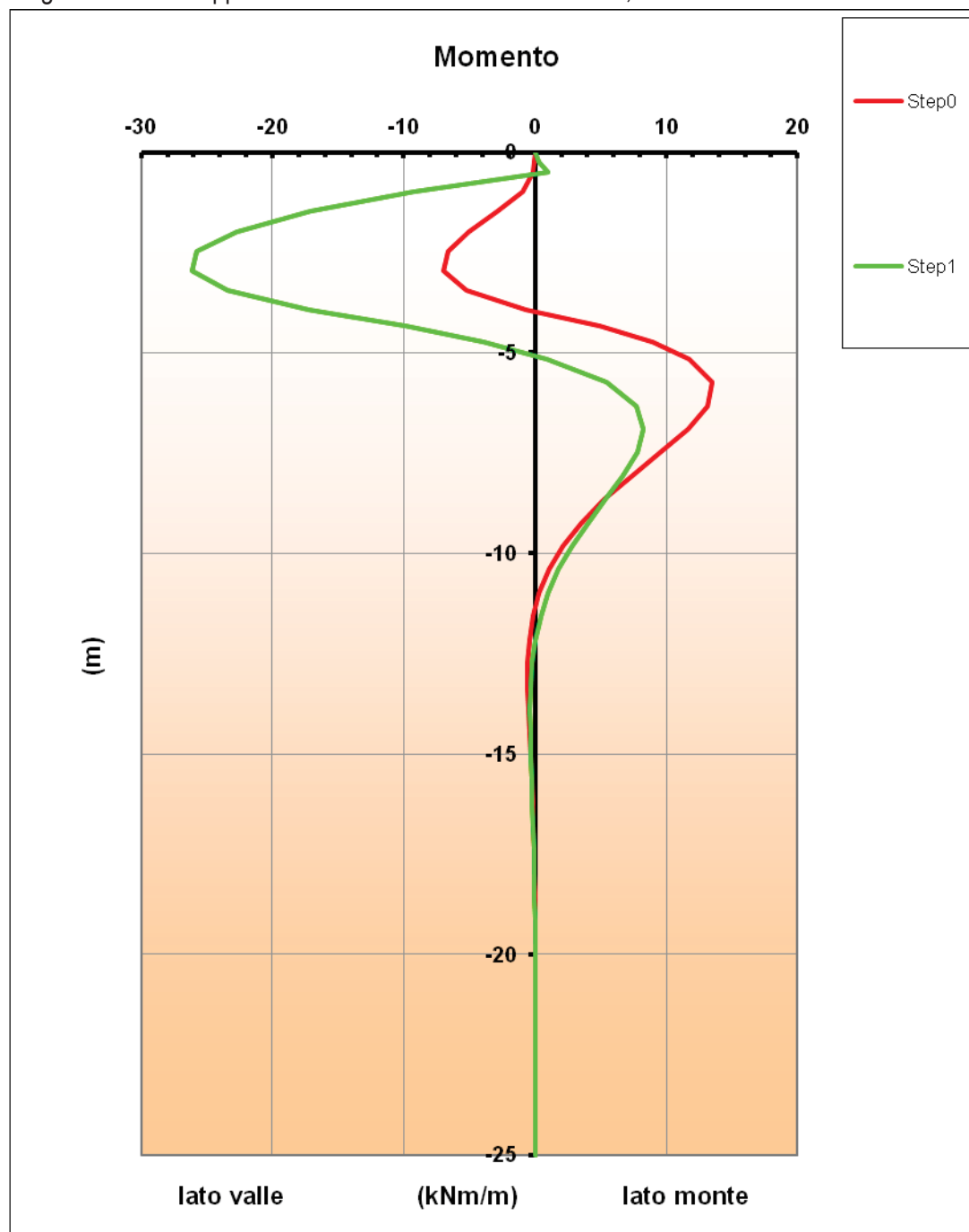
Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito **25 kN**

Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo IV-IV', Condizione Drenata.



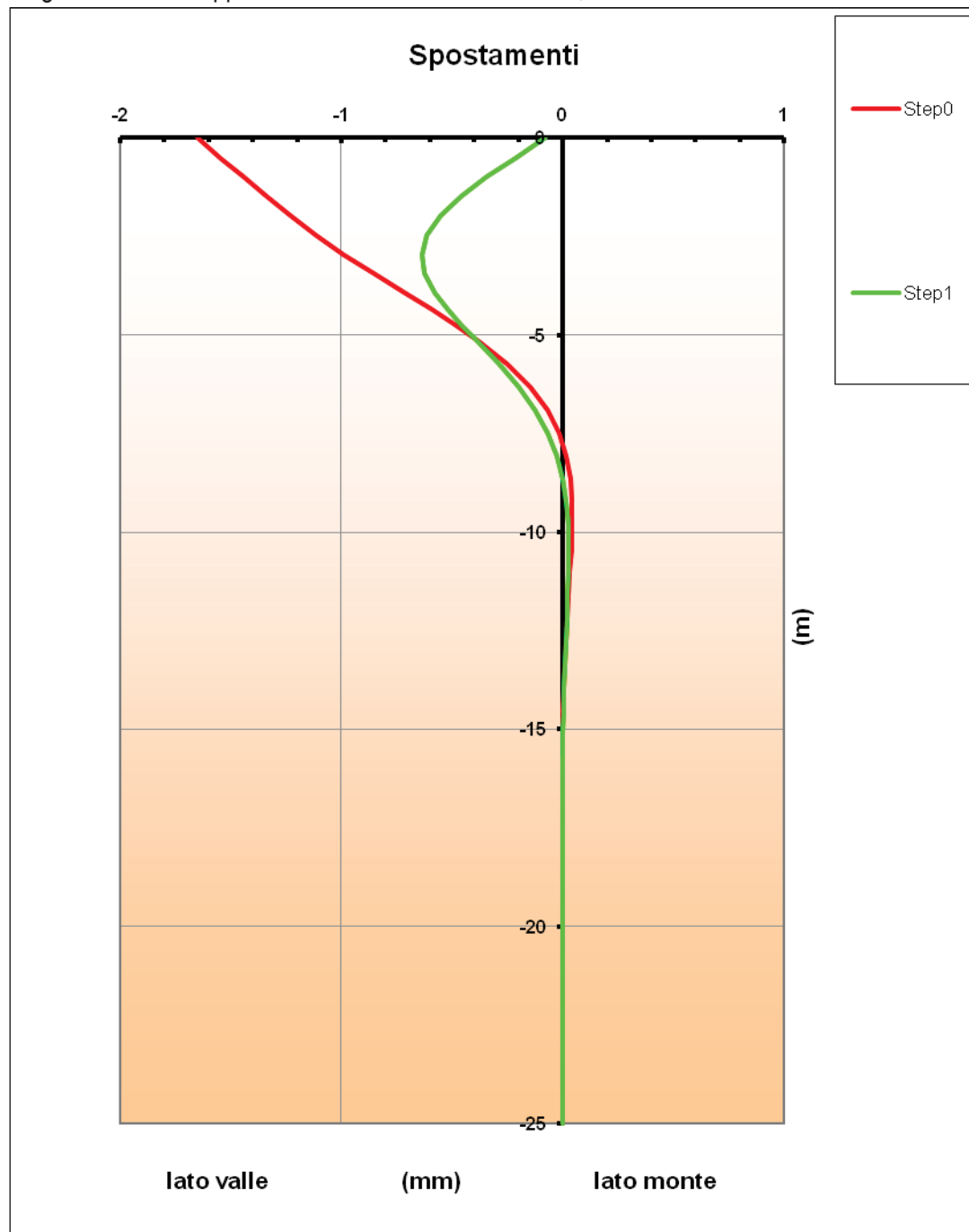
In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo dei Momenti flettenti – Profilo IV-IV', Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di inviluppo delle deformate – Profilo IV-IV', Condizione Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

**Profilo geologico IV-IV': Condizione Non Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

----

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito &amp; Matsui

**1.297,90 kN***(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

	Quota [m]	$\varphi$ [°]	Cu [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	-	23,75	0,00	1,00	35,42
<b>Orizzonte 2</b>	-5,15	-	42,00	0,00	1,00	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-19,52	-	84,00	1,00	1,00	97,57

**Output di calcolo:**

Taglio massimo

**62 kN**

Momento flettente massimo

**58 kN\*m**

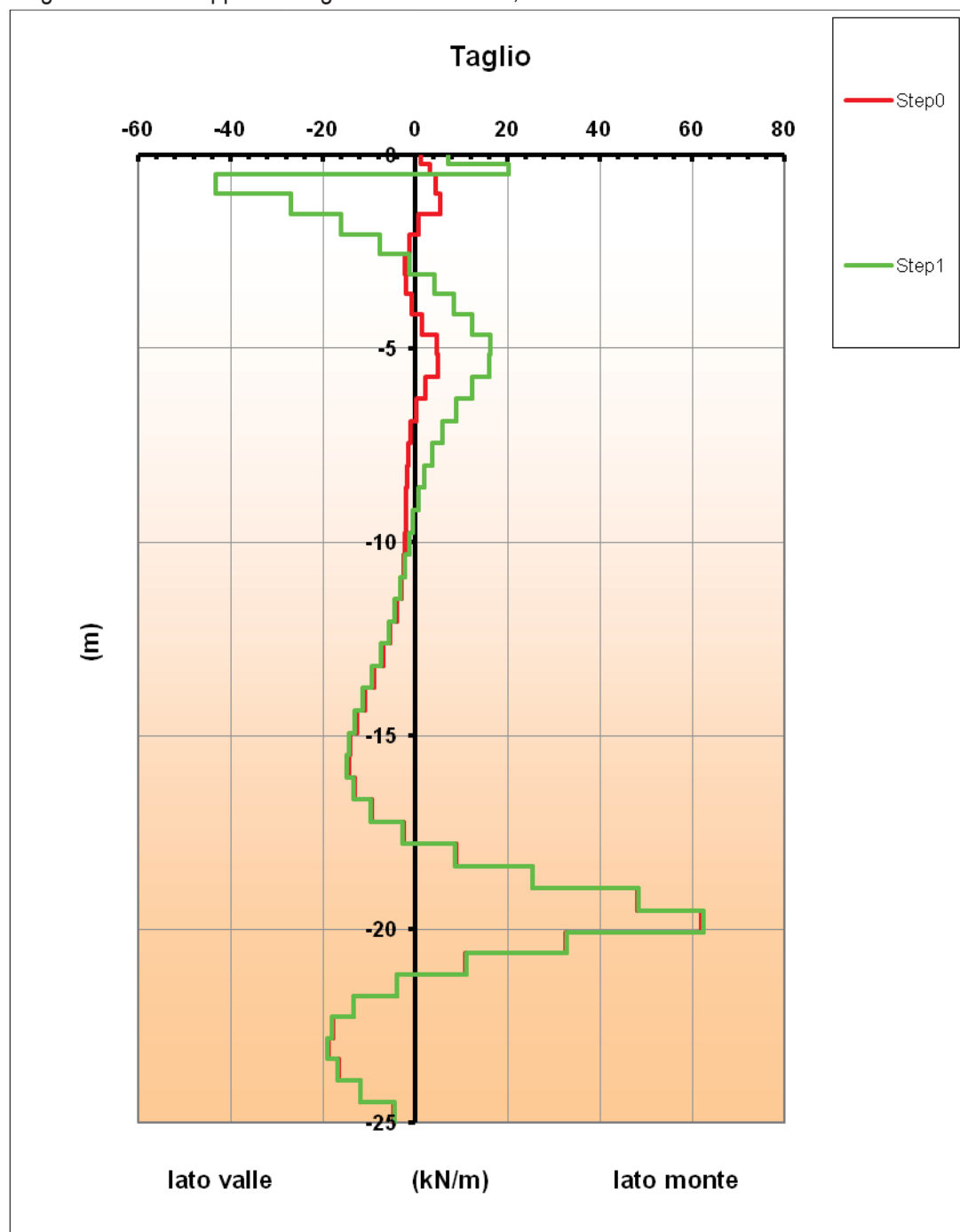
Spostamento massimo

**5,3 mm**

Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito

**80 kN**

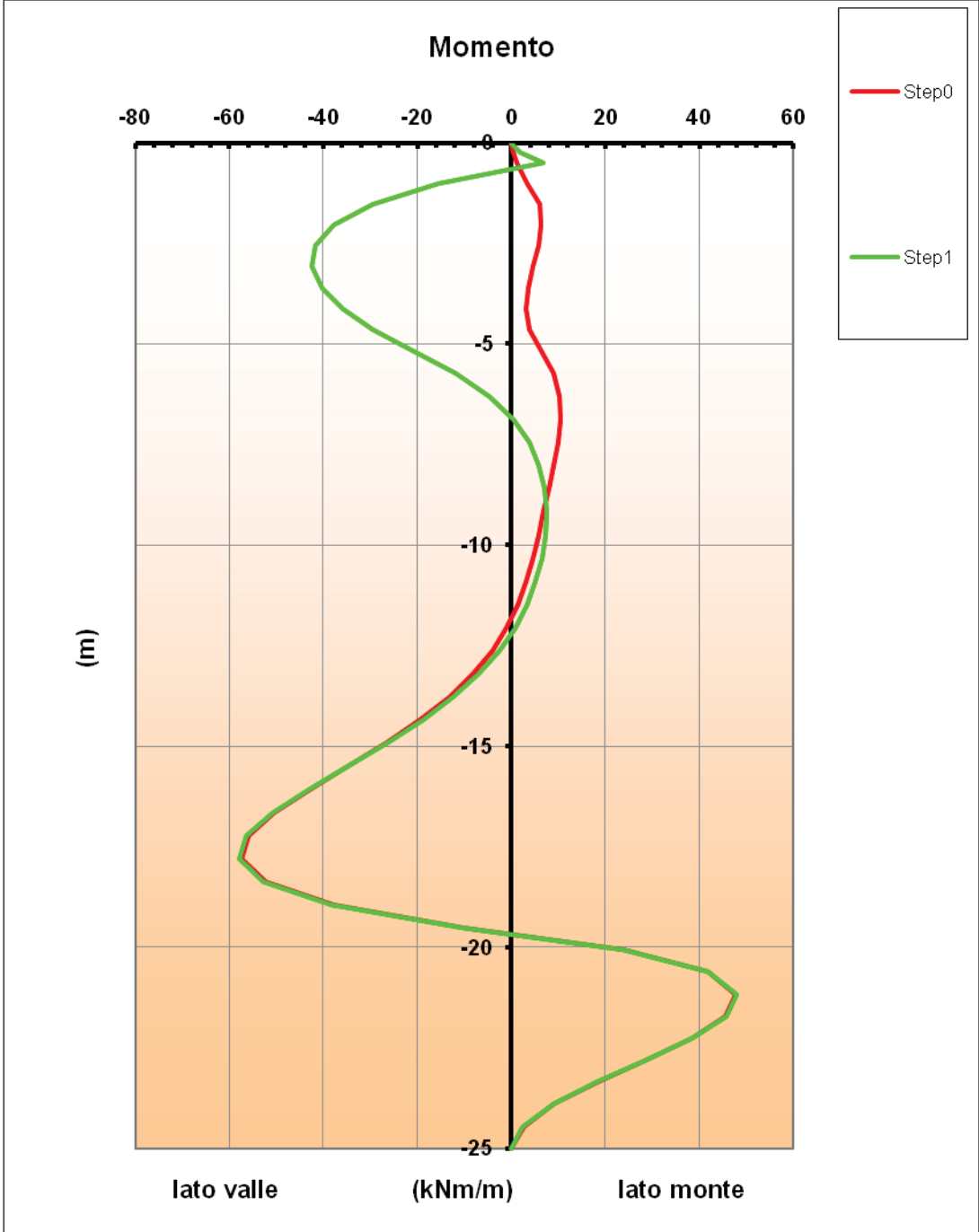
Diagramma di involuppo del Taglio – Profilo IV-IV', Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

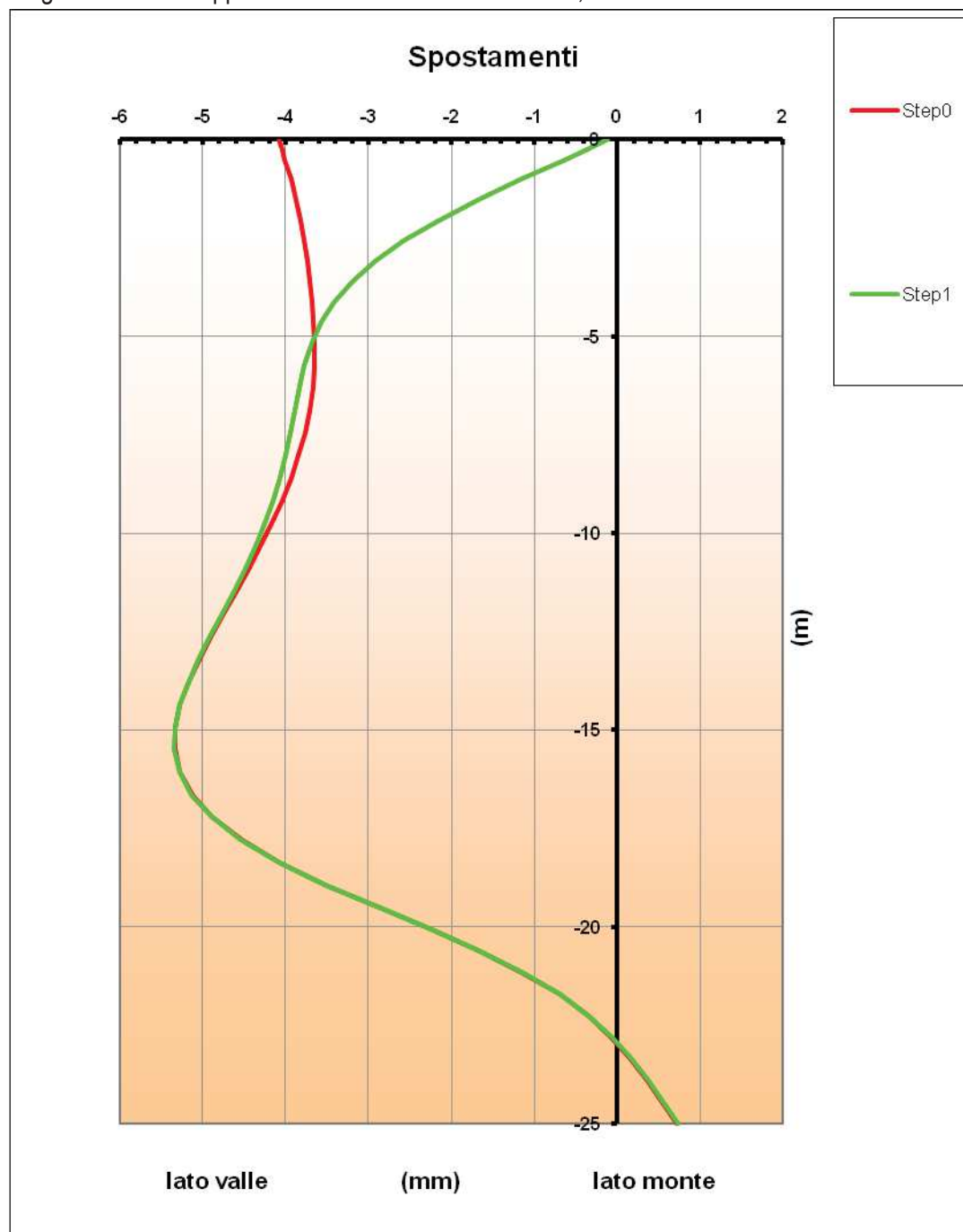


Diagramma di involuppo del Momento flettente – Profilo IV-IV', Condizione Non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo delle deformate – Profilo IV-IV', Condizione non Drenata.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

### **Profilo geologico IV-IV': Condizione di funzionamento limite della paratia.**

In considerazione del fatto che la palificata ortogonale al profilo IV-IV' confina con un'area soggetta ad intensi fenomeni erosivi, a valle della struttura, il sottoscritto progettista ha effettuato un'ulteriore verifica strutturale rappresentativa della condizione teorica limite di completo svuotamento dello strato di suoli dell'orizzonte 1" a tergo della palificata. Una tale modalità di funzionamento si discosta dalle reali condizioni di progetto. Si è ritenuto, tuttavia, opportuno modellarla per valutare le sollecitazioni limite di Taglio e Momento flettente derivanti, in modo da verificare la capacità resistente della paratia in progetto nel caso in cui i terreni a nord di S3 non riuscissero ad offrire alcuna spinta equilibrante. In questa condizione teorica, quindi, l'opera funzionerebbe come una classica paratia attiva, ovvero di sostegno, incombente su uno scavo profondo esattamente quanto lo spessore dei suoli dell'orizzonte 1" lungo il profilo di riferimento. Le azioni applicate all'opera sono le medesime di SLV del profilo IV-IV'.

I calcoli svolti hanno evidenziato nella "Condizione Non Drenata", maggiormente severa, i seguenti risultati:

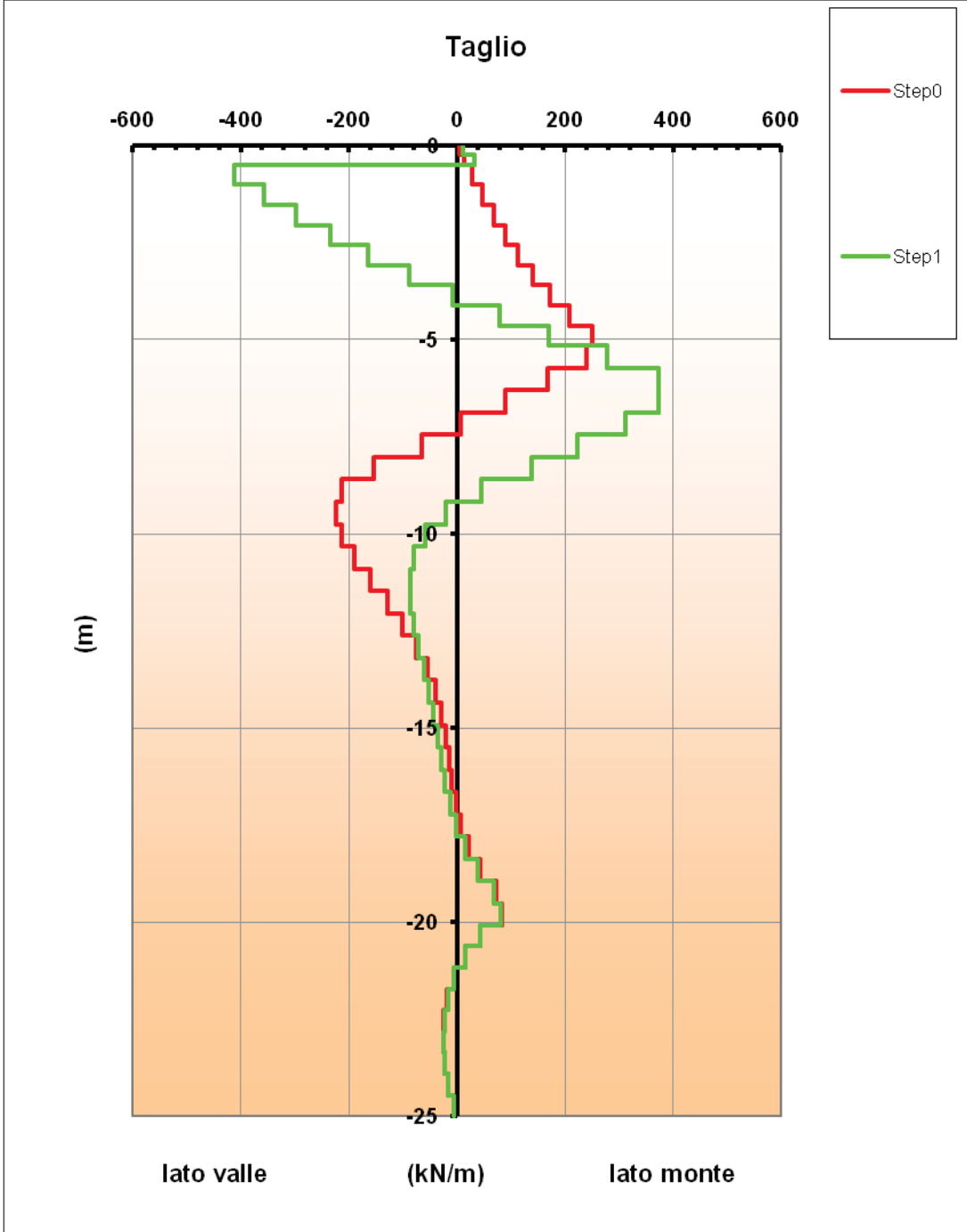
#### **Output di calcolo:**

Taglio massimo	<b>411 kN</b>
Momento flettente massimo	<b>874 kN*m</b>
Reazione del vincolo in testa nella condizione di spostamento impedito	<b>480 kN</b>

I calcoli evidenziano che l'opera in progetto è in grado di funzionare lungo il profilo IV-IV' anche in assenza di un contributo resistente dei suoli a nord di S3.

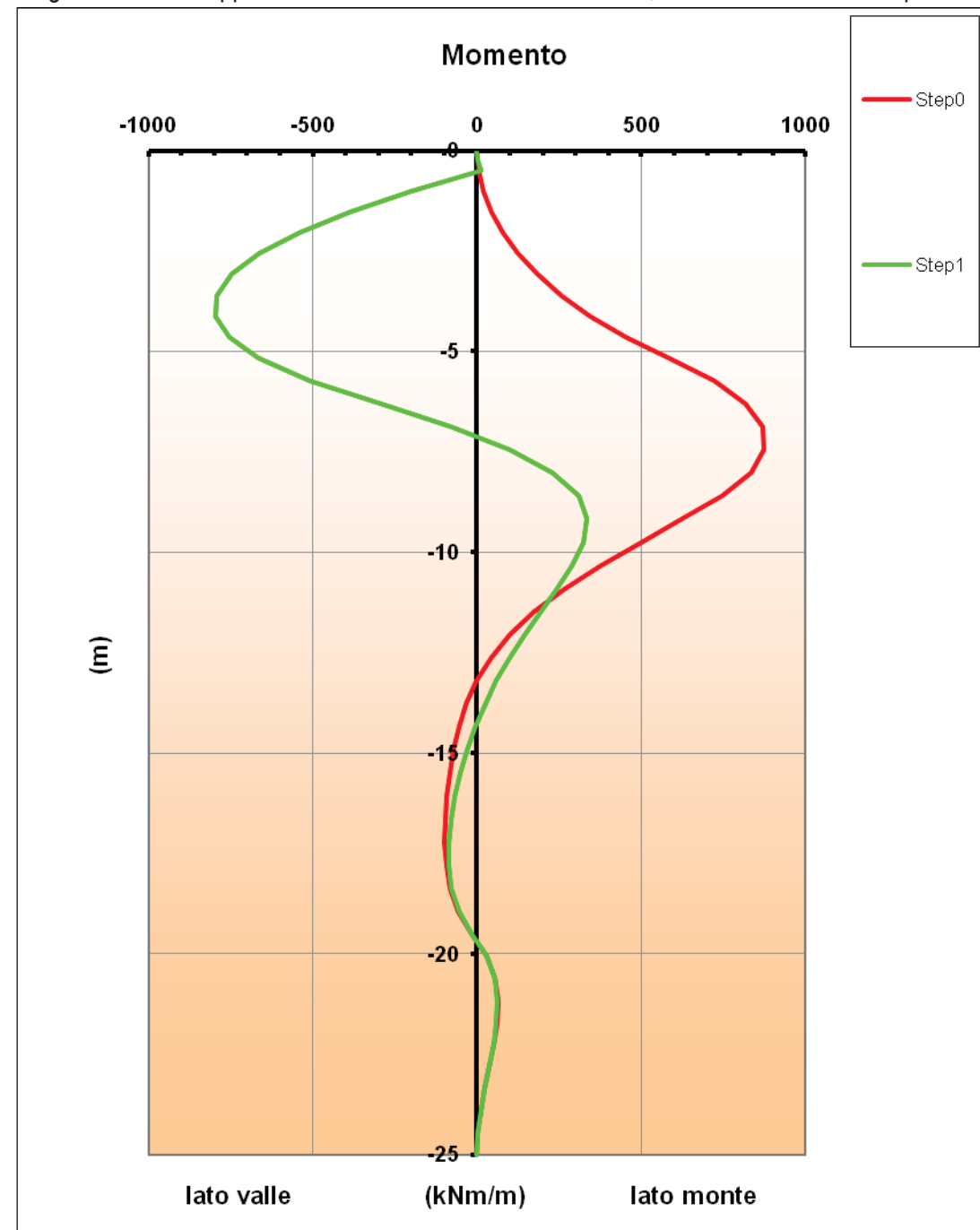
Di seguito, per completezza, si riportano gli involucri dei diagrammi delle sollecitazioni per la presente condizione di funzionamento limite della paratia.

Diagramma di involucro del Taglio – Profilo IV-IV', Condizione limite della paratia.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

Diagramma di involuppo del Momento flettente – Profilo IV-IV', Condizione limite della paratia.



In rosso la condizione di spostamento libero in testa; in verde la condizione di spostamento impedito in testa.

## 11.2 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA SEZIONE TRASVERSALE DEL PALO

Le sollecitazioni massime flettenti nelle condizioni di SLV sono sottoposte a verifica, ai sensi del § 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2008, nelle diverse condizioni di progetto riscontrate. In particolare, sono identificati tre tratti di paratia soggetti alla seguenti condizioni sollecitanti massime:

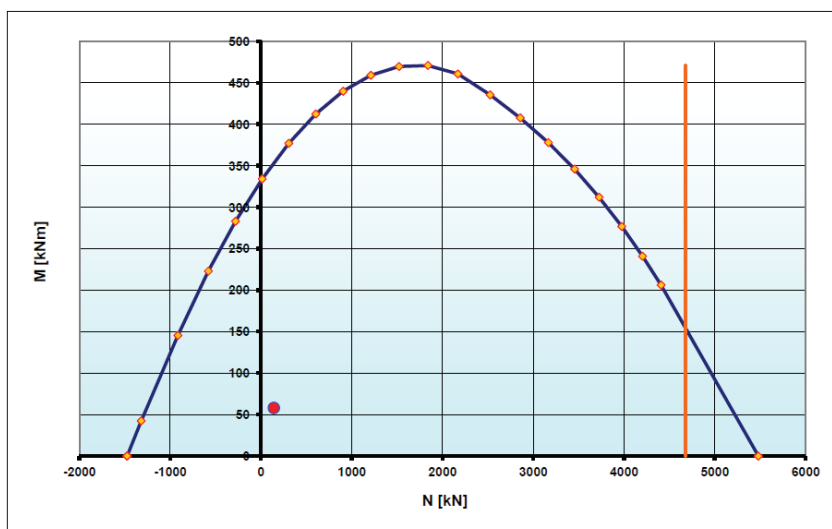
- Tratto X-Y, sollecitazione di riferimento “*Profilo IV-IV, Condizione non Drenata*”;
- Tratto Y-Z, sollecitazione di riferimento “*Profilo IV-IV, Condizione limite della paratia*”;
- Tratto Z-W, sollecitazione di riferimento “*Profilo A-B, Condizione Drenata*”.

Caratteristiche dei Materiali								
cls	$\gamma_c$	$\alpha_{cc}$	Rck [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fcc/fcd	$\varepsilon_{c2}$	$\varepsilon_{cu2}$
C28/35	1,5	0,85	35	28	15,9	0,8	0,200%	0,350%
acciaio	$\gamma_s$	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	$\varepsilon_{ys}$	$\varepsilon_{uk}$	$\alpha_s$	$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \alpha_s$
B450C	1,15	200000	450	391,3	0,196%	10,000%	1	10,000%

### Verifica del Tratto X-Y

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
12	20	37,70	3

Sollecitazioni massime		Verifica
N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN*m]	M <sub>Rd</sub> [kN*m]
455,5	58	330

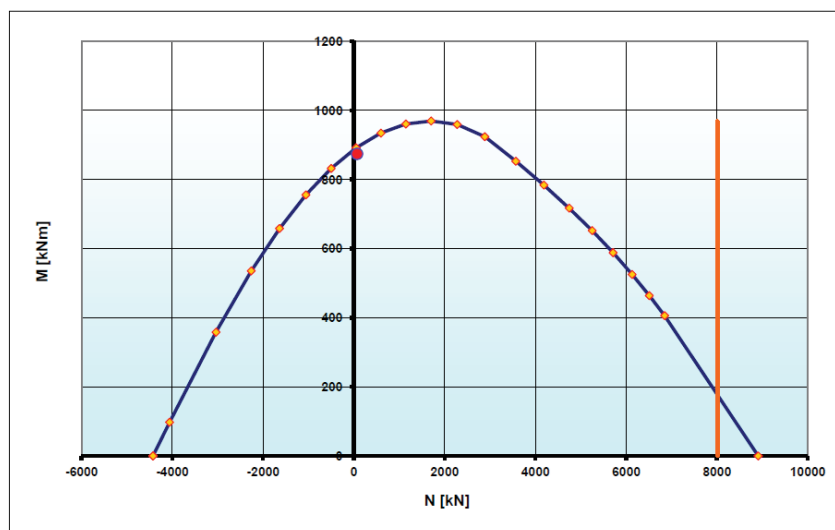


Dominio di resistenza  $M_{Rd}$  e relativa condizione sollecitante.

### Verifica del Tratto Y-Z

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
25	24	113,10	3

Sollecitazioni massime		Verifica
N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN*m]	M <sub>Rd</sub> [kN*m]
205,5	874	890

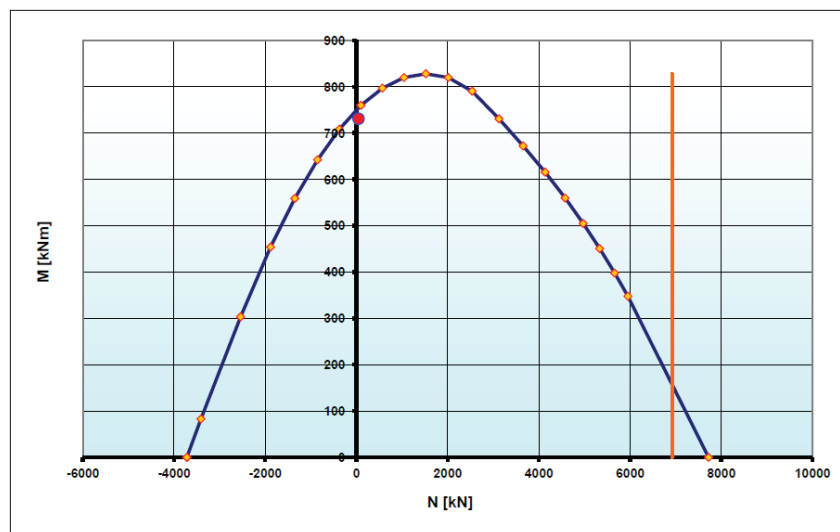


Dominio di resistenza  $M_{Rd}$  e relativa condizione sollecitante.

### Verifica del Tratto Z-W

Armatura As			
n° ferri	Diametro [mm]	Area [cm <sup>2</sup> ]	copriferro [cm]
21	24	95,00	3

Sollecitazioni massime		Verifica
N <sub>Ed</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kN*m]	M <sub>Ed</sub> [kN*m]
118	731	755



Dominio di resistenza  $M_{Rd}$  e relativa condizione sollecitante.

Per ogni Tratto di paratia risulta  $M_{Ed} \leq M_{Rd}$  per cui la verifica è soddisfatta. L'armatura massima impiegata, nel tratto Y-Z, è di  $A_f = 113,10 \text{ cm}^2$ , risultando contenuta nel limite del 4% dell'area della sezione trasversale del palo.



### 11.3 VERIFICA DI RESISTENZA AL TAGLIO DELLA SEZIONE TRASVERSALE DEL PALO

La resistenza al taglio della sezione circolare in c.a. di 60 cm di diametro si determina ai sensi del § 4.1.2.1.3.2 delle NTC 2008. Poiché tale resistenza è definita per la generica sezione rettangolare, si applica quanto previsto al § 7.9.5.2.2 (*Metodo di Clarke & Birjandi*), per determinare la sezione rettangolare equivalente alla sezione circolare di raggio “r” e copriferro “c”.

#### Dati della sezione circolare:

r	300	mm	Raggio della sezione circolare;
r <sub>s</sub>	250	mm	Raggio della parte confinata dall'armatura trasversale, $r_s = r - c$ ;
A <sub>tot</sub>	282.743	mm <sup>2</sup>	Area totale della sezione circolare;
A	232.174	mm <sup>2</sup>	Area della sezione rettangolare equivalente;

#### Parametri della sezione rettangolare equivalente secondo Clarke & Birjandi:

d	491	mm	Altezza utile equivalente, $d = r + 2r/\pi$ (7.9.11, NTC 2008);
b <sub>w</sub>	473	mm	Larghezza equivalente, $b = A/d$ ;
h	598	mm	Altezza equivalente, $h = A_{tot}/b_w$ .

La resistenza tagliante di progetto risulta dalle seguenti condizioni di progetto:

MATERIALI						
Calcestruzzo	<b>C28/35</b>	$\gamma_c$	1,5	R <sub>ck</sub>	30	N/mm <sup>2</sup>
Acciaio	<b>B450C</b>	$\gamma_s$	1,15	f <sub>yk</sub>	450	N/mm <sup>2</sup>
SEZIONE						
<u>Sezione rettangolare</u>	b <sub>w</sub>	<b>473 mm</b>	larghezza	c	<b>30 mm</b>	copriferro
	h	<b>598 mm</b>	altezza			
<u>Staffe</u>	n	<b>2</b>	bracci	s	<b>180 mm</b>	passo
zona critica	<b>NO</b>	$\Phi_{staffe}$	<b>10</b>	S <sub>min</sub>	<b>221 mm</b>	passo min
RESISTENZA A TAGLIO - NTC 4.1.2.1.3.2						
Resistenza: taglio trazione	V <sub>Rsd</sub>	171.490		ctgQ		
Resistenza: taglio compressione	V <sub>Rcd</sub>	1.675.849		ctgQ/(1+ctg <sup>2</sup> Q)		
Inclinazione del puntone	ctgQ	2,50				
<b>Resistenza a taglio</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>428,72</b>	<b>kN</b>			

Il valore di Taglio massimo determinato in regime di SLV è V<sub>Ed</sub> = 411 kN < 428 kN = V<sub>Rd</sub>, per cui la verifica è soddisfatta.

Si adottano passi differenziati per Tratto di paratia ed effettivo taglio agente, con un passo minimo di 15 cm ed uno massimo di 25 cm.

#### **11.4 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO**

Sotto le azioni corrispondenti allo stato limite di danno lo spostamento massimo delle struttura deve risultare  $u_s \leq 0,005 \cdot H$  (§ 7.11.11, NTC 2008). Poiché la paratia ha altezza  $H=25$  m, la verifica equivale a  $u_s \leq 12,5$  cm. Gli spostamenti più gravosi sono stati misurati in corrispondenza del profilo A-B. Di seguito le elaborazioni di verifica.

##### **Profilo geologico A-B: Condizione Drenata.**

###### **Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

**-0,50 m**

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito & Matsui

**928,60 kN**

*(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

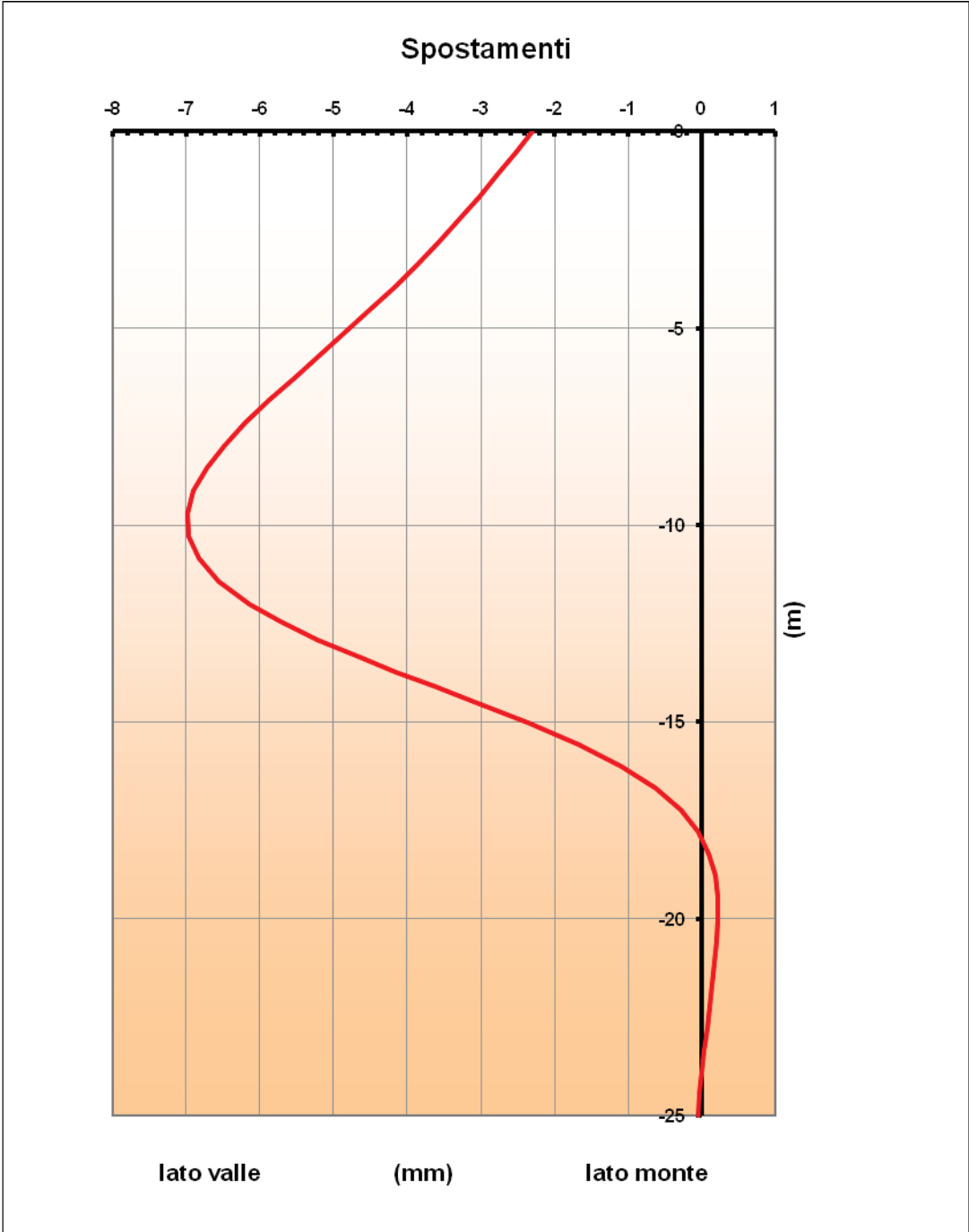
	Quota [m]	$\varphi$ [°]	c [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	10,30	6,83	0,00	1,44	21,23
<b>Orizzonte 2</b>	-12,00	10,02	12,98	0,00	1,42	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-14,45	20,04	25,96	0,51	3,46	117,82

###### **Output di calcolo:**

Spostamento massimo conseguito

**7 mm**

Diagramma degli spostamenti – Profilo A-B, Condizione Drenata.



**Profilo geologico A-B: Condizione Non Drenata.****Input di calcolo:**

Quota falda dal p.c.

----

Spinta passiva effettivamente mobilizzata sul palo secondo Ito &amp; Matsui

**1.317,68 kN***(valore elaborato dalla corrispondente verifica di stabilità globale del complesso paratia-suoli)*

Dati meccanici in corrispondenza della paratia:

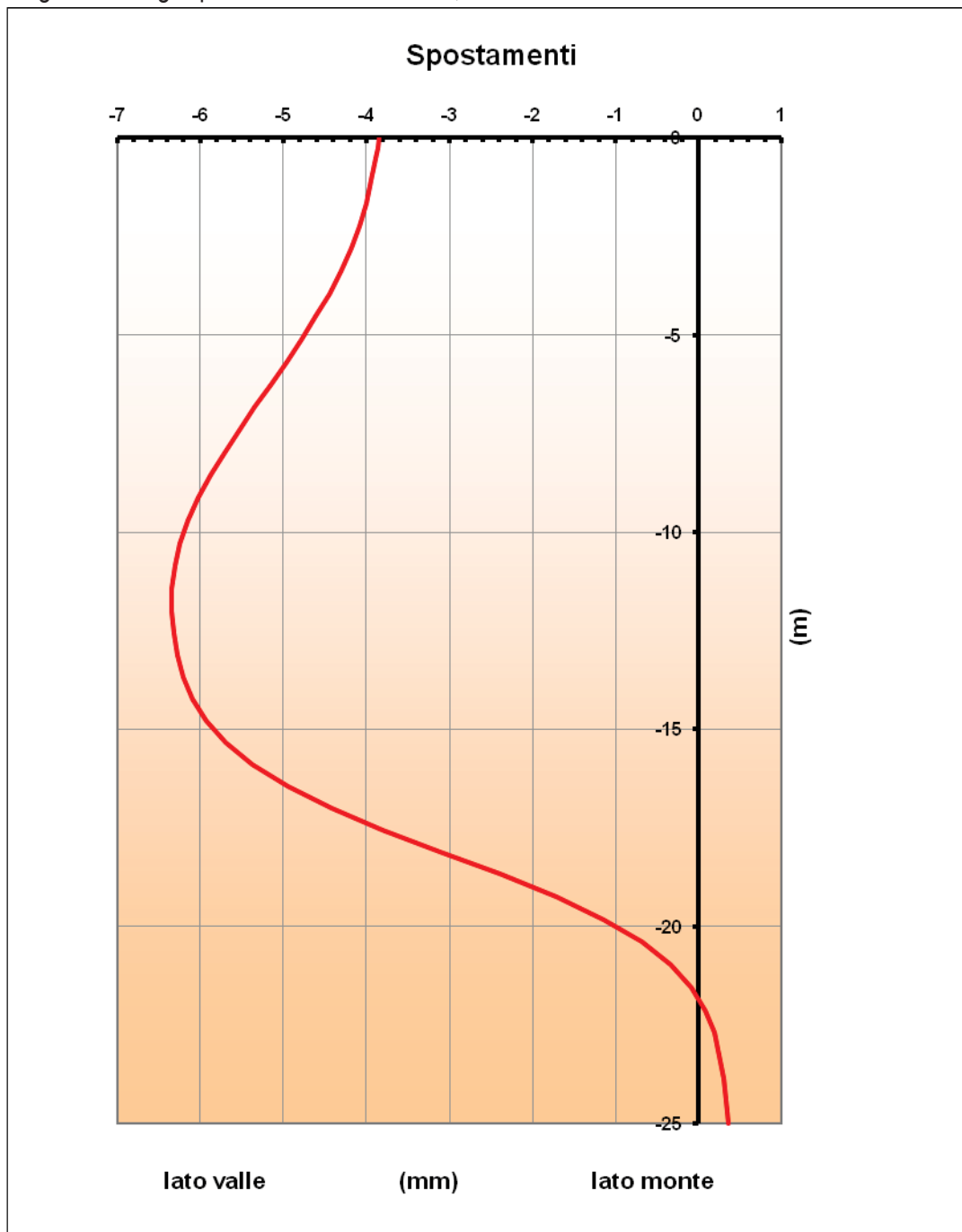
	Quota [m]	$\varphi$ [°]	Cu [kPa]	$k_a$ [-]	$k_p$ [-]	Spinta sul palo [kN/m]
<b>Orizzonte 1</b>	0,00	-	23,75	0,00	1,00	36,03
<b>Orizzonte 2</b>	-12,00	-	42,00	0,00	1,00	-
<b>Superficie FS<sub>min</sub></b>	-18,10	-	84,00	1,00	1,00	109,62

**Output di calcolo:**

Spostamento massimo

**6,3 mm**

Diagramma degli spostamenti – Profilo A-B, Condizione Non Drenata.



**Lo spostamento massimo si realizza nella condizione drenata con cinematismo libero in testa alla paratia. Il suo valore è  $u_{s,max} = 0,7 \text{ cm} < 12,5 \text{ cm}$ , per cui la verifica è soddisfatta.**

La modesta entità degli spostamenti indotti dalle azioni esterne sulle opere in progetto, inoltre, verifica che le stesse non esercitano, in tutte le fasi di esercizio, alcun effetto meccanico significativo sui circostanti fabbricati esistenti.

## **11.5 VERIFICA DELLA FESSURAZIONE**

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, la normativa prevede (§ 4.1.2.2.4, NTC 2008):

1. La realizzazione di un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
2. Che non venga superato uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità alla corrosione delle armature;
3. Che si tenga conto delle esigenze estetiche.

Per le strutture in progetto il punto 3. è irrilevante, mentre i requisiti relativi al punto 1. sono garantiti dalla scelta di un calcestruzzo classe C28/35 con un ricoprimento minimo delle armature di 3 cm.

In merito al punto 2., non essendo necessario per le finalità dell'opera impedirne la fessurazione (*che comporterebbe un sensibile e non giustificato aggravio dei costi di realizzazione*), viene verificato il rispetto dello "stato limite di fessurazione" per la combinazione di azioni relative allo Stato Limite di Danno (verifica STRU), rappresentativo della condizione di esercizio maggiormente gravosa. Di seguito si elencano le condizioni al contorno relative alla caratterizzazione della verifica.

In merito alle condizioni ambientali il Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ha stabilito, con proprie Linee Guida per il calcestruzzo strutturale, che la classe di esposizione del calcestruzzo XC2 corrisponde a "condizioni ambientali ordinarie" (cfr. Tabella 4.1.III, NTC 2008). Secondo il § 4.1.2.2.4.4 delle NTC 2008, inoltre, gli acciai ordinari, utilizzati per l'opera in progetto, appartengono al gruppo delle "armature poco sensibili". Ne deriva che lo "stato limite di fessurazione" da soddisfare prevede che l'ampiezza delle fessure di progetto risulti  $w_d \leq w_2 = 0,3$  mm, valore limite corrispondente al "gruppo di esigenze a", "condizioni ambientali ordinarie", "armature poco sensibili" e "combinazione di azioni quasi permanenti" della Tabella 4.1.IV delle NTC 2008 (*criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*).

La verifica di fessurazione  $w_d$  viene condotta senza calcolo diretto (*ai sensi dell'ultimo capoverso del § 4.1.2.2.4, NTC 2008*), mediante comparazione della tensione di trazione nell'armatura d'acciaio prossima al lembo teso, calcolata per la sezione parzializzata nella condizione di Stato Limite di Danno (verifica STRU) maggiormente gravosa, con i valori limite delle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617/2009.

La condizione di esercizio maggiormente gravosa corrisponde alla combinazione allo Stato Limite di Danno (verifica STRU) del profilo geologico A-B in condizione drenata, la stessa che produce la massima deformazione d'esercizio (cfr. § 11.4). Per questa combinazione di carico la massima sollecitazione si ha nella sezione trasversale del palo in cui si hanno momento flettente  $M = 72,5$  kN\*m e sforzo normale di compressione  $N = -95,7$  kN.

Il corrispondente valore della tensione di trazione nell'armatura d'acciaio prossima al lembo teso è stato determinato dal sottoscritto progettista mediante procedimento numerico iterativo (*secondo lo schema indicato al Capitolo 10, § 4.3 del testo "Il cemento armato", autore prof. ing. A. Ghersi*), non esistendo una soluzione analitica generale dell'equazione trigonometrica dell'equilibrio, relativa alla sezione in c.a. parzializzata di forma circolare.

Il calcolo dello stato tensionale nella sezione maggiormente sollecitata ha fornito i seguenti risultati:

- Distanza dell'asse neutro dal lembo compresso della sezione  $x = 22,3$  cm;
- Eccentricità dello sforzo normale rispetto all'asse neutro  $e_n = -68$  cm;
- Momento d'inerzia della sezione reagente rispetto all'asse neutro  $I_n = 863.212$  cm<sup>4</sup>;
- Momento statico della sezione reagente rispetto all'asse neutro  $S_n = -12.694$  cm<sup>3</sup>;
- Sollecitazione massima nell'armatura d'acciaio prossima al lembo teso della sezione  $\sigma_s = 39,2$  MPa.

La sezione circolare in verifica, diametro  $D = 60$  cm e copriferro  $C = 3$  cm, è armata con 25 barre d'acciaio  $\phi = 24$  mm di diametro. La spaziatura tra le barre d'armatura, pertanto, corrisponde a  $S = [\pi * (D-2*C) - 25*\phi] / 25 = [3,14*54-25*2,4] / 25 = (169,6-62,4)/25 = 4,39$  cm = 43,9 mm.

### **Verifica dello Stato Limite di Fessurazione**

La verifica dello stato limite di fessurazione si determina attraverso la contemporanea valutazione dei parametri di tensione e spaziatura riportati nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 617/2009. In particolare:

- La Tabella C.4.1.II (*Diametri massimi delle barre per il controllo della fessurazione*) indica che una barra d'acciaio  $\phi = 25$  mm soggetta alla tensione di 160 MPa verifica  $w_d \leq w_1 = 0,2$  mm (e quindi a maggior ragione  $< w_2 = 0,3$  mm);
- La Tabella C.4.1.III (*Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione*) indica che una spaziatura minima di 200 mm e la tensione di 160 MPa nell'acciaio d'armatura verifica  $w_d \leq w_1 = 0,2$  mm (e quindi a maggior ragione  $< w_2 = 0,3$  mm).

**La struttura in progetto, quindi, essendo armata con 25 barre longitudinali d'acciaio  $\phi = 24$  mm cui corrisponde la spaziatura  $S = 43,9$  mm  $\ll 200$  mm, e sollecitata da una tensione nell'armatura prossima al lembo teso della sezione parzializzata (nella combinazione d'esercizio maggiormente gravosa) pari a  $\sigma_s = 39,2$  MPa  $\ll 160$  MPa, soddisfa la verifica di contenimento delle fessure  $w_d < w_2 = 0,3$  mm relative alla classe di esposizione XC2 del calcestruzzo.**

## **12. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI OTTENUTI**

La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti delle analisi numeriche, quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari, hanno permesso un immediato confronto con i risultati ottenuti mediante metodi semplificati della Geotecnica e della Progettazione di Opere di Sostegno.

In particolare, si è provveduto a:

- Determinare manualmente il valore della spinta passiva agente sul palo secondo Ito & Matsui (1975), verificandone la congruenza con il valore calcolato da SSAP in corrispondenza della condizione maggiormente gravosa;
- Determinare manualmente il fattore di sicurezza FS alla stabilità del pendio con metodo di Bishop, lungo la superficie corrispondente alla condizione più gravosa, per verificarne la congruenza con il valore determinato da SSAP;
- Verificare che le tensioni efficaci orizzontali dei terreni a monte e a valle della paratia sono in equilibrio con i carichi applicati (verifiche STRU).

Tali verifiche, risultate congruenti con le elaborazioni dei software impiegati, consentono al sottoscritto progettista di ritenere pienamente accettabili, ai sensi del § 10.2 NTC 2008, i risultati delle verifiche strutturali della presente progettazione.



### 13. CONCLUSIONI

A conclusione della presente relazione di calcolo strutturale, il sottoscritto progettista strutturale assevera di aver:

- a) esaminato preliminarmente la documentazione a corredo dei software di calcolo impiegati e di ritenerli affidabili ed idonei per la progettazione della struttura in oggetto;
- b) elaborato modelli di calcolo congruenti con i modelli strutturali delle opere in progetto;
- c) individuato le condizioni e combinazioni di carico relative alle condizioni di reale funzionamento delle opere in progetto;
- d) controllato accuratamente i tabulati di calcolo;
- e) confrontato i risultati dei software con quelli ottenuti con semplici calcoli di massima;
- f) esaminato gli stati tensionali e deformativi e di ritenerli consistenti e coerenti con la schematizzazione e modellazione della struttura.

Ciò premesso, Il sottoscritto, ritiene che i risultati riportati nel presente elaborato siano corretti e che il progetto strutturale sia conforme alle Leggi 1086/71 e 64/74, e al DM 14/01/2008 (*Norme tecniche per le costruzioni*) con relativa Circolare attuativa.

Il progettista  
Ing. Ferdinando Paribello

---