



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

Il Responsabile Ambientale:
Ing. Claudio Lamberti

- PERIZIA DI VARIANTE N.1 -

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Titolo elaborato:

MODIFICA TECNICA N. 99 OPERE DI SOSTEGNO - ASSE PRINCIPALE - Lotto 2b - asse dx OS51 - Muro andatore sx dal km 32+760.64 al km 32+769.37 Relazione descrittiva e di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PE	OS51	RC01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
07	PEOS51RC01_50_4137.dwg	1=1	4137	-
5				
4				
3				
2				
1				
0	PRIMA EMISSIONE		Novembre 2015	D.Storai S. Fortino D. Tironi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

A.T.I. Progettisti:

Capogruppo:

Mandante:

POLITECNICA

INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Viale Amendola, 6 - 50121 Firenze
tel 055/2001660 fax 055/2344856
e-mail polifi@politecnica.it

ACS ingegneri

Via Catani, 28/c - 59100 Prato
tel 0574.527864 fax 0574.568066
E-mail acs@acsingegneri.it

Il Progettista Responsabile
Ing. Alberto Antonelli



Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



Il Coordinatore per la Sicurezza
in fase di esecuzione:
Ing. Francesco Cocciante

Il Coordinatore per la sicurezza
in fase di Esecuzione
Ing. Francesco Cocciante

Il Direttore dei Lavori:
Ing. Sandro Favero

Il Direttore dei Lavori
Ing. Sandro Favero

ANAS S.p.A.

DATA: _____ PROTOCOLLO: _____

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

CODICE PROGETTO **LO410C E 1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	Documenti di riferimento	4
2.1	Normative, raccomandazioni, linee guida.....	4
2.2	Bibliografia.....	4
3	Elaborati di progetto di riferimento (PEA).....	5
4	Caratteristiche dei materiali.....	6
4.1	Acciaio.....	6
4.1.1	Acciaio per armatura strutture in c.a.	6
4.2	Calcestruzzo.....	6
4.2.1	Calcestruzzo per fondazioni e per pali di fondazione.....	6
4.2.2	Calcestruzzo per elevazioni.....	7
5	caratterizzazione geotecnica.....	8
5.1	Livello della falda	8
5.2	Profilo stratigrafico e caratteristiche geotecniche del terreno	8
5.3	Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica (da PEA).....	14
6	Caratterizzazione sismica dell'area (DA pea).....	15
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	15
6.2	Azione sismica di riferimento	15
7	Descrizione delle opere	18
7.1	Metodologie di calcolo	18
7.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua	19
7.1.2	Parametri geotecnici.....	23
7.1.3	Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni.....	23
8	Analisi dei carichi	26
8.1	Azioni permanenti.....	26
8.1.1	Peso proprio.....	26
8.1.2	Spinta delle terre	26
8.2	Azioni variabili.....	28
8.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito	28
8.2.2	Azioni climatiche	28
8.3	Azione sismica.....	28

8.3.1	Spinta a tergo del muro	28
8.4	Azioni eccezionali	29
8.4.1	Urto su barriera di sicurezza montata sul muro	29
9	Risultati delle analisi	31
9.1	Sezioni di verifica	31
9.2	Sezione 1	31
9.2.1	Sintesi dei risultati	31
9.2.2	Verifiche strutturali	38
9.2.2.1	base muro	41
9.2.2.2	base cordolo	43
9.2.2.3	palo	45
9.2.3	Verifiche geotecniche di stabilità globale opera sostegno - terreno	47

1 PREMESSA

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione dell'opera di sostegno OS51 che costituisce il muro andatore della Spalla 2 lato in sinistra del Nuovo Viadotto Montagnola 1 e facente parte della viabilità principale nell'ambito dei lavori di ammodernamento del tratto Palermo – Lercara Friddi, nella tratta compresa fra le progressive km 32+760.64 e km 32+773.14.

Il Progetto Esecutivo Approvato (PEA) prevedeva per l'opera in esame un muro di contenimento in c.a. con fondazioni dirette, mentre nella presente fase di Progetto Esecutivo di Dettaglio (PED) si è optato per l'esecuzione di una paratia di pali su cui si attesta direttamente un muro in c.a. di contenimento del rilevato stradale. Le motivazioni che hanno condotto a tale scelta sono dettagliate nella nota descrittiva della modifica tecnica n. 99, appositamente predisposta ed alla quale si rimanda per ogni maggiore dettaglio. Operativamente viene predisposto un piano di lavoro necessario alla esecuzione delle palificate ad una quota che è stata definita in funzione della reale morfologia del terreno e delle esigenze di scavo imposte dalla presenza delle opere esistenti. Eseguiti i pali di fondazione viene realizzato il muro di contenimento in c.a. e quindi completato il rilevato secondo le modalità operative rappresentate.

In base alle dimensioni adottate è stata definita n.1 sezioni di verifica corrispondente alla situazione peggiore dal punto di vista strutturale.

Nella seguente tabella riepilogativa si illustrano le caratteristiche tecniche dei pali previsti in fase di PED, per l'opera in oggetto.

	L (m)	diametro ϕ (mm)	file (n°) / i pali (cm)	i file (cm)	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
OS51	12.00	1000	fila singola interasse 120 cm	-	24 ϕ 20	spirale ϕ 12 / 15 cm st. ϕ 16 / 150 cm

In base alle dimensioni adottate è stata definita n.1 sezioni di verifica corrispondente alla situazione peggiore dal punto di vista strutturale.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative, raccomandazioni, linee guida

- [1] L. 5.11.1971, n° 1086 – “ *Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*”.
- [2] D.M. 14.01.2008 – “ *Norme tecniche per le costruzioni*”.
- [3] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - “ *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”
- [4] Eurocodice 8 “ *Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”, febbraio 1998.

2.2 Bibliografia

- [5] LANCELLOTTA R. (1991): “ *Geotecnica*” – Edizioni Zanichelli;
- [6] ROCSCIENCE (2009): “ *Slide 5.0*”;
- [7] BOWLES J.E. (1991): “ *Fondazioni – Progetto e analisi*” – McGraw & Hill.

3 ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO (PEA)

[8]	Relazione geologica geomorfologica idrogeologica	PE_GE_RT01
[9]	Relazione geotecnica	PE_GT_RT01
[10]	Relazione sismica	PE_SI_RT01
[11]	Relazione geotecnica corpo stradale	PE_GT_RT02
[12]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 29	PE_GT_L029
[13]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 30	PE_GT_L030
[14]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 31	PE_GT_L031
[15]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 32	PE_GT_L032
[16]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 33	PE_GT_L033
[17]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 34	PE_GT_L034
[18]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 35	PE_GT_L035
[19]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 36	PE_GT_L036
[20]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 37	PE_GT_L037
[21]	Profilo geotecnico "Lotto 2b" - asse DX dir.Agrigento Tav. 38	PE_GT_L038

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

4.1 Acciaio

4.1.1 Acciaio per armatura strutture in c.a.

Barre ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

modulo elastico	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo acciaio	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
con	$\gamma_s = 1.15 \text{ per SLU}$
	$\gamma_s = 1.00 \text{ per SLE}$
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450.0 \text{ MPa}$
con	
limite di trazione (combinazione rara)	$\sigma_s \leq 0.80 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

4.2 Calcestruzzo

4.2.1 Calcestruzzo per fondazioni e per pali di fondazione

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XA1
contenuto minimo di cemento	300 kg/m^3
rapporto acqua/cemento	$a/c \leq 0.50$
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 40 \text{ (-0 +5) mm}$
modulo elastico C30/37	$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$

resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50$ per SLU
	$\gamma_c = 1.00$ per SLE
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 25.5 \text{ MPa}$
con	
limite di compressione (combinazione rara)	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$
limite di compressione (combinazione quasi permanente)	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$
limite di apertura delle fessure agli SLE	$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$

4.2.2 Calcestruzzo per elevazioni

Classe di resistenza	C30/37
dimensione massima dell'inerte	$D_{max} = 32 \text{ mm}$
classe di esposizione	XC4
contenuto minimo di cemento	300 kg/m^3
rapporto acqua/cemento	$a/c \leq 0.50$
classe di consistenza	S4
copriferro minimo	$c_{f,min} \geq 35 (-0 +5) \text{ mm}$
modulo elastico C30/37	$E_c = 32836.6 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
resistenza di calcolo calcestruzzo	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
con	$\gamma_c = 1.50$ per SLU
	$\gamma_c = 1.00$ per SLE
resistenza caratteristica di calcolo SLU	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 17.0 \text{ MPa}$
resistenza caratteristica di calcolo SLE	$f_{cd} = f_{ck} \times 0.85 / \gamma_c = 25.5 \text{ MPa}$
con	
limite di compressione (combinazione rara)	$\sigma_c \leq 0.60 \times f_{ck} = 18.0 \text{ MPa}$
limite di compressione (combinazione quasi permanente)	$\sigma_c \leq 0.45 \times f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$
limite di apertura delle fessure agli SLE	$w_{lim} = 0.20 \text{ mm}$

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Livello della falda

Per quanto riguarda la falda, cautelativamente ed a vantaggio di sicurezza, nelle verifiche di seguito riportate, si ipotizza un livello posto a circa -4.90 m dal piano stradale finito di progetto, pari cioè alla quota di imposta della paratia di pali, ipotesi maggiormente conservativa rispetto al PEA nel quale per l'opera in esame si è considerato un livello della falda a -3.50 m dal piano campagna, come si evince dal prospetto dell'opera sottoriportato:

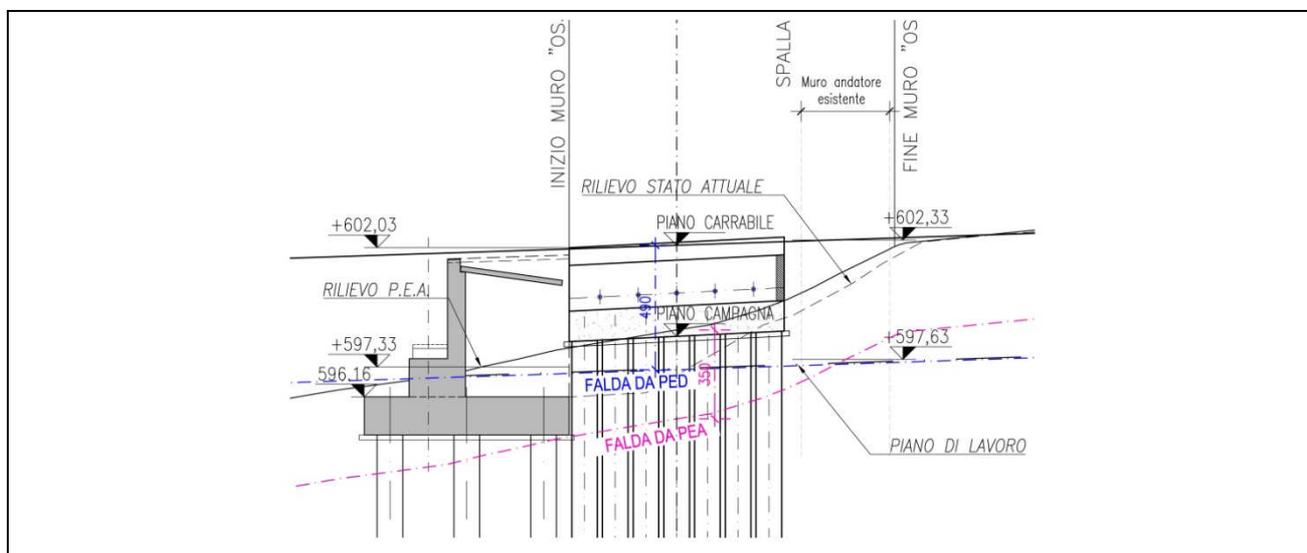


Figura 1 - Prospetto dell'opera con riportati i livelli di falda assunti a base di calcolo in fase di PEA e di PED

5.2 Profilo stratigrafico e caratteristiche geotecniche del terreno

In prossimità dell'opera in esame nel PEA sono state eseguite n°3 prove in sito quali il sondaggio a carotaggio continuo S8_2012 e due prove penetrometriche statiche CPT25_2012 e CPT32.

Tali prove però sono state eseguite più a monte e non esattamente in corrispondenza del sito di imposta del Os51 in esame, pertanto per definire l'esatta stratigrafia di riferimento per la stessa, nella presente fase di PED, è stato realizzato un nuovo sondaggio a carotaggio continuo in corrispondenza della stessa denominato S2_MTG_2015, spinto fino alla profondità di 15.0 m, durante l'esecuzione del quale sono stati prelevati n°2 campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio, e n°3 prove penetrometriche dinamiche (SPT).



Foto della sonda durante esecuzione del sondaggio

Di seguito si riporta in estrema sintesi le risultanze delle suddette indagini integrative, mentre in allegato si riporta il Rapporto tecnico di prova (Rdp 556 del 27/4/15) delle indagini geognostiche integrative eseguite, redatto dalla società L&R laboratori e Ricerche srl, al quale si rimanda per tutti i dettagli del caso.

Il sondaggio è stato eseguito a quota 602.70 m s.l.m., che coincide all'incirca con la quota di imposta della paratia di pali in progetto.

La prima SPT è stata eseguita a quota 5.0 m da p.c. all'interno dell'Unità LSA mentre le restanti due all'interno dell'Unità AG a quota rispettivamente 8.0 m e 10.0 m da p.c..

I risultati ottenuti sono:

- SPT (5.0 m) – 31 colpi pari a $c_u = 170$ kPa
- SPT (8.0 m) – R rifiuto (100 colpi) pari a $c_u = 500$ kPa
- SPT (10.0 m) – R rifiuto (100 colpi) pari a $c_u = 500$ kPa

I valori di c_u sopra riportati e determinati mediante correlazioni dai valori di SPT, sono confrontabili con quelli desunti dalle prove pocket penetrometer eseguite direttamente sulle carote.

Sui n°2 campioni indisturbati prelevati entrambi nella formazione LSA, sono state eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Apertura campione, descrizione geotecnica e prove speditive di consistenza

- Determinazione del contenuto naturale d'acqua
- Peso specifico dell'unità di volume e dei grani
- Analisi granulometrica completa meccanica + sedimentazione
- Limiti di Atterberg
- Prova triassiale TxCIU
- Prove edometriche con determinazione dei coefficienti di consolidazione (Ed)

La sintesi dei risultati ottenuti è riportata nella seguente tabella:

Sond.	Camp.	prof. (m)	W		γ_s	eo	n	Sr	granulometria				limiti			Taglio				Descrizione visiva	
			(%)	(t/m ³)					Ghiaia %	Sabbia %	Limo %	Argilla %	LL	LP	Ic	CLASS. UNI 10006	c'	ϕ'	c _r		ϕ_r
S1 MTG	C1	4,00 - 4,50	9,60	2,02	2,71	0,47	0,32	55,42	34,83	33,20	20,57	11,40	31	13	1,19	A2-6	11	28	0	14	Limo argilloso sabbioso con inclusi filici centimetrici, di colore beige a bande bruno-rossastre, a media consistenza
S2 MTG	C 1	3,20 - 3,50	12,57	1,88	2,71	0,54	0,35	63,24	53,82	14,91	13,92	17,36	29	18	1,49	A2-8	31	24	0	16	Limo argilloso sabbioso a media consistenza, di colore grigio-bruno con inclusi centimetrici a prevalente natura quarzarenicola
S2 MTG	C 2	6,00 - 6,50	14,73	1,99	2,69	0,55	0,38	71,62	45,57	13,11	24,68	16,64	30	18	1,27	A6	26	18	0	11	Argilla limosa, a tratti sabbiosa, con inclusi arenosi di colore grigio-verdastro a media consistenza

Dai risultati riportati in tabella (si veda riga 2 e 3 relative al sondaggio S2_MTG) si evince che i terreni prelevati all'interno delle unità LSA hanno una componente incoerente, con un peso specifico nell'intorno dei 20 kN/m³ e con valori di c'=26-31 kPa e f'=18°-24°.

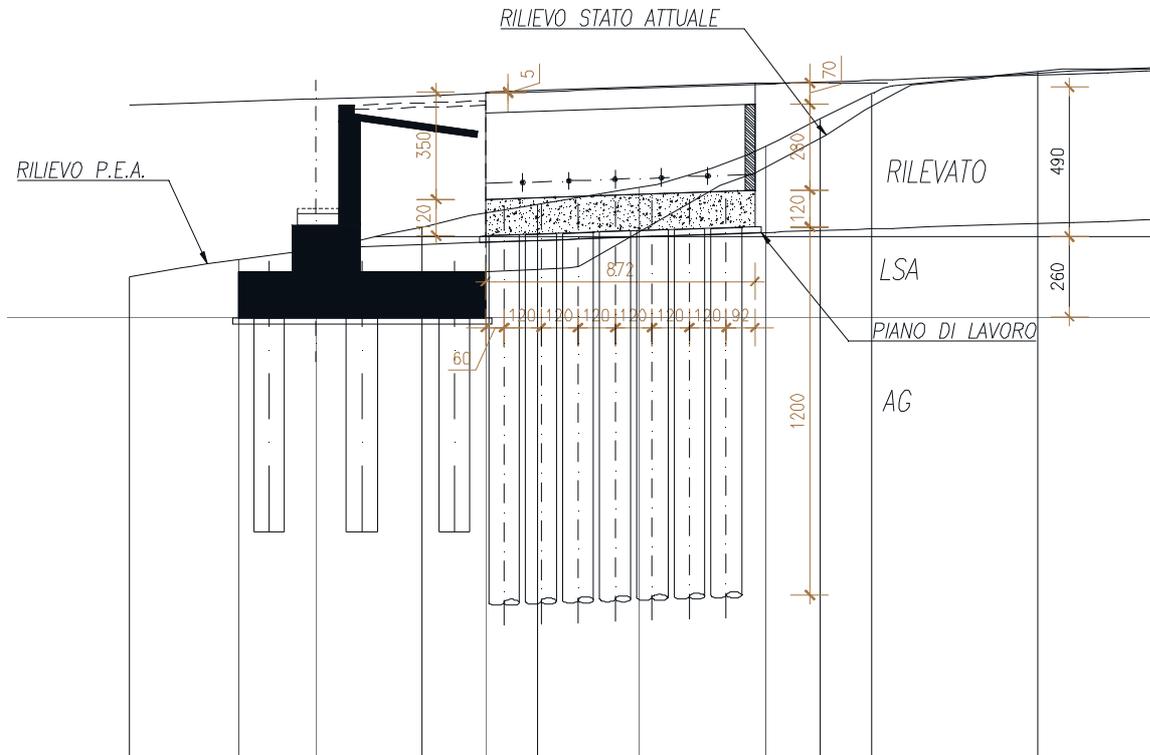
All'interno delle unità AG non sono invece stati prelevati campioni indisturbati.

Di seguito si riporta la stratigrafia del sondaggio e le foto delle cassette.



Foto delle cassette del sondaggio S2_MTG_2015

Sulla base dei suddetti dati è stato possibile definire la seguente stratigrafia di riferimento per l'opera in esame



Ricostruzione dell'andamento stratigrafico in corrispondenza dell'opera in esame

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica delle unità presenti, sulla base delle prove di laboratorio effettuate sui campioni prelevati all'interno della formazione LSA ed in base ai valori riscontrati dalle prove SPT e pocket, e dall'analisi altresì dei valori assegnati alle formazioni stesse nella Relazione Geotecnica di PEA [9], per la progettazione dell'opera in esame, si adottano i seguenti parametri :

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	24°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	5 kPa
E'	= modulo elastico drenato	25 MPa

Unità AG – Argille grigie:

γ	= peso di volume totale	20,5 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	26°

c' = coesione in termini di sforzi efficaci	10 kPa
E' = modulo elastico drenato	40 MPa

Rilevato stradale:

γ = peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ' = angolo di resistenza al taglio	38°
c' = coesione in termini di sforzi efficaci	0 kPa
E' = modulo di deformazione elastico	15 MPa

5.3 **Categoria di sottosuolo ai fini della caratterizzazione sismica (da PEA)**

Sulla base di quanto evidenziato dalle prove sismiche effettuate nel tratto di interesse, il terreno di fondazione può essere classificato nella seguente categoria di sottosuolo:

- Categoria B: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)" **dalla progressiva km 15+300.00 alla progressiva km 35+000.00.**

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA (DA PEA)

6.1 *Periodo di riferimento per l'azione sismica*

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

6.2 *Azione sismica di riferimento*

Ai fini della caratterizzazione sismica per la progettazione delle opere minori distribuite lungo il tracciato questo è stato suddiviso in tratti di 5 km caratterizzati da superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$. Ciascun tratto di 5 km è stato contraddistinto in base alle coordinate del punto baricentrico del tratto stesso.

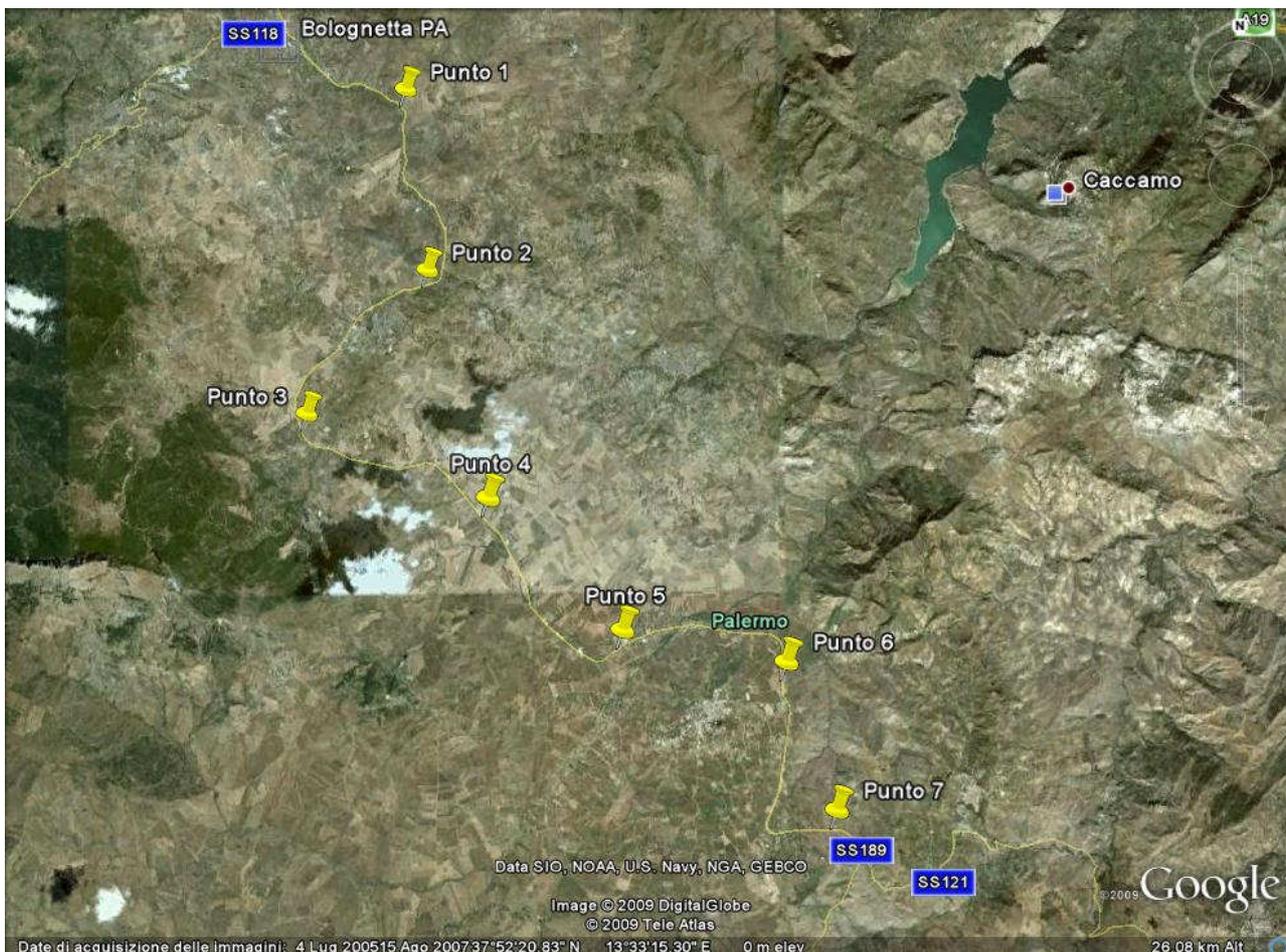


Figura 2 Localizzazione tracciato

Le seguenti tabelle indicano l'identificazione della zona in cui ricade l'opera in esame in relazione alle coordinate geografiche corrispondenti alle medesime progressive.

Progressive km 30+000 e km 35+000



Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, relativamente al tratto in cui ricade l'opera in oggetto.

Progressiva	a_g [g]	F_0 [-]	T_{c^*} [s]	S_T	S_S
30+000 - 30+530	0.126	2.619	0.348	1	1,2

Per quanto riguarda il profilo di terreno (Classe A, B, C, ...) si fa riferimento alla seguente tabella:

Progressiva	Categoria
15+300 – 35+000	B

7 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel tratto di viabilità principale compreso fra le progressive km 32+760.64 e km 32+773.14 verrà realizzata la paratia integrata con il muro di sostegno OS51 che sostiene il rilevato della viabilità principale asse PA-AG sul lato in sinistra della carreggiata. Tale opera di sostegno costituisce, di fatto, il muro andatore della Spalla 2 (lato Agrigento) del Nuovo Viadotto Montagnola 1 che viene realizzato in affiancamento al Viadotto Montagnola 1 esistente. Il muro viene realizzato per evitare l'interferenza con il viadotto esistente che è limitrofo al nuovo.

Il muro in oggetto è caratterizzato da un'elevazione in c.a. gettata in opera impostata in sommità ad una paratia di pali trivellati diametro 1,00 mt disposti come da elaborati grafici.

La geometria dell'elevazione è stata assunta uguale a quella del muro di risvolto in sinistra della Spalla 2 in quanto ne costituisce il naturale prolungamento ed allineamento. Sulla sommità del muro viene realizzato un cordolo in c.a. per consentire l'attacco della barriera di sicurezza. Fra muro andatore e spalla del nuovo viadotto viene infine previsto un giunto tecnico di separazione.

L'opera di sostegno ha un'altezza massima dall'attuale piano di campagna di circa 4.90 m e tale altezza viene utilizzata per il dimensionamento dell'opera.

7.1 Metodologie di calcolo

Le modellazioni eseguite mirano ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione delle opere di sostegno provvisori previste in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi e verifica della stabilità geotecnica delle opere;

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare con il programma Paratie Plus 2012 (10.3.1.0) analisi FEM mono-dimensionale. L'analisi si basa su ipotesi semplificative generalmente a favore di sicurezza per le sollecitazioni di progetto.

In ogni caso tutte le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste: prescavi, realizzazione dei pali ed esecuzione delle varie fasi di scavo.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nel programma utilizzato. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri

di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

Il calcolo "monodimensionale" verrà condotto con l'ausilio di un codice di calcolo automatico agli elementi finiti (Paratie v. 10.3.1.0) che, con l'impiego di un metodo di calcolo iterativo, consente di modellare l'interazione terreno-struttura nella successione delle fasi di scavo e di esercizio.

Infatti, in tale codice di calcolo, l'interazione fra la paratia e il terreno, è simulata modellando la prima con elementi finiti caratterizzati da una rigidità flessionale ed il secondo con molle elasto-plastiche connesse ai nodi della paratia di rigidità proporzionale al modulo di rigidità del terreno.

La legge costitutiva elasto-plastica del terreno è identificata dai parametri di spinta del terreno: il terreno reagisce in modo elastico sino ai valori limite dello spostamento raggiunti i quali, la reazione corrisponde, a seconda del segno dello spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva. Si intende che gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di terreno "in quiete". Questo modello, nella sua semplicità concettuale, derivato direttamente dal modello di Winkler, consente una simulazione del comportamento del terreno adeguata agli scopi progettuali. In particolare, vengono superate le limitazioni dei più tradizionali metodi dell'equilibrio limite, non idonei a seguire il comportamento della struttura al variare delle fasi esecutive. Il metodo di calcolo richiede la definizione di parametri di interazione struttura-terreno, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni e delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera. Nei paragrafi seguenti si forniscono tutti i valori dei parametri assunti nella analisi. Tutti i calcoli verranno condotti con riferimento a condizioni di lungo termine (parametri del terreno "efficaci") che, nel caso di esecuzione di scavi (detensionamento del terreno), conducono a risultati cautelativi sul dimensionamento delle opere di sostegno.

Nella modellazione di calcolo la porzione di muro in c.a. superiore è considerata come proseguimento della paratia; le sollecitazioni risultanti sono state poi utilizzate per la verifica delle strutture del muro in elevazione soprastante la paratia.

7.1.1 Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua

In generale, la pressione σ'_h che lo scheletro solido del terreno esercita su una struttura di sostegno dipende dagli spostamenti che essa subisce per effetto di σ'_h stessa ovvero dipende

dall'interazione fra la struttura ed il terreno a tergo dell'opera. Nel caso in cui la struttura subisca uno spostamento verso valle (diminuzione della tensione orizzontale efficace rispetto alle condizioni geostatiche), la σ'_h sul paramento di monte può essere calcolata come:

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

dove:

- k_a coefficiente di spinta attiva
- σ'_v tensione verticale efficace
- c' coesione efficace

In condizioni statiche, k_a è funzione dell'angolo di attrito efficace dello scheletro solido φ' , dell'angolo di attrito δ fra struttura e terreno (nelle analisi $\delta = 0^\circ$), dell'inclinazione ψ rispetto all'orizzontale del paramento di monte della struttura di sostegno (nelle analisi $\psi = 90^\circ$) e dell'inclinazione β rispetto all'orizzontale del versante a tergo dell'opera. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_a , nel caso di condizioni stratigrafiche omogenee e di cunei di spinta non influenzati dall'andamento della falda lungo il pendio, poiché formulazioni più complesse come ad esempio il modello a spirale logaritmica non portano a risultati più accurati, si farà riferimento a quella di [Coulomb, 1776] che considera una superficie di rottura piana:

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

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

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

dove:

- k_p coefficiente di spinta attiva
- σ'_v tensione verticale efficace
- c' coesione efficace

Analogamente al coefficiente di spinta attiva, in condizioni statiche si può porre $k_p = k_p(\varphi', \psi, \beta, \delta)$. Nelle analisi effettuate si è posto $\delta' = 0.50 \cdot \varphi'$, con $\delta' \leq 15^\circ$. Fra le varie formulazioni proposte per il calcolo di k_p , di seguito, si farà riferimento a quella di [Caquot-Kerisel, 1948] che, nel caso in cui sia $\delta > \varphi' / 3$ fornisce risultati più attendibili delle altre formulazioni. La superficie potenziale di

scorrimento del terreno è assimilabile in questo caso ad un arco di spirale logaritmica e non più ad una superficie piana. Tale coefficiente viene determinato dall'interpolazione polinomiale delle spirali logaritmiche fornite sperimentalmente da [Caquot-Kerisel, 1948], riportate in *Figura 7.a*.

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

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

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

dove:

k_0 coefficiente di spinta a riposo;

σ'_v tensione verticale efficace.

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

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

dove:

k_0^{nc} coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati che secondo [Jaky, 1936] può essere posto pari a $(1 - \sin \phi')$;

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

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

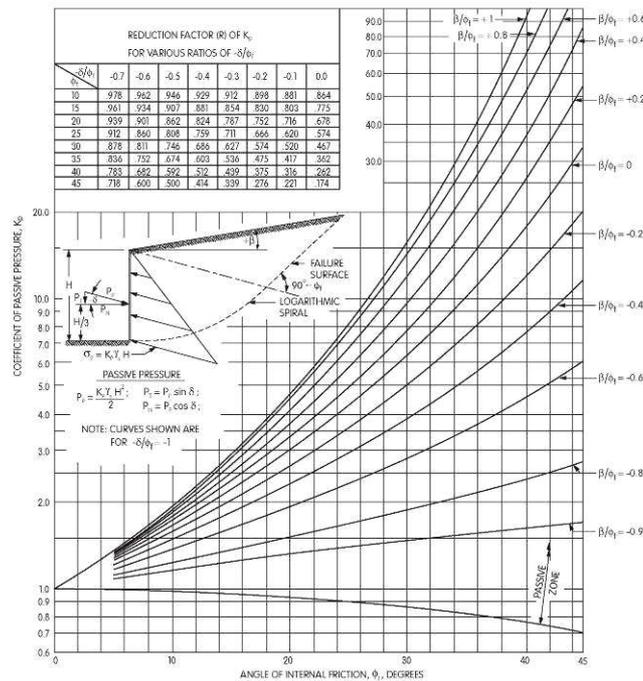


Figura 7.a – Calcolo dei coefficienti di spinta

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

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

dove:

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

γ_w peso specifico dell’acqua

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

z quota, positiva verso l’alto, alla quale si calcola p

7.1.2 Parametri geotecnici

Nelle seguente *Tabella 7.a* sono riportati i parametri geotecnici utilizzati per la modellazione delle varie unità geotecniche.

	Unità	RIL	LSA	AG
Peso di volume	γ [kN/m ³]	20	20	20.5
Coesione drenata	c' [kPa]	0	5	10
Angolo di resistenza al taglio	φ' [°]	38	26	26
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [MPa]	15	25	40
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [MPa]	45	75	120

Tabella 7.a – Paratie: parametri geotecnici dei terreni assunti nelle analisi

7.1.3 Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni

Le analisi sono state effettuate in conformità alla al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede due condizioni di verifica distinte. La prima combinazione, indicata con la sigla **STRU**, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali. La seconda, indicata con la sigla **GEO**, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

Per le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo si adotta l'approccio 1 previsto dalla normativa. Nelle seguenti Tabella 7.b e Tabella 7.c si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (moltiplicativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno).

Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)		
Permanenti		Variabili		$\tan \varphi'$	c'	cu
sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli			
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 7.b – Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

	Azioni (γ_F)		Proprietà del terreno (γ_M)
	Permanenti	Variabili	

	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli	tan ϕ'	c'	cu
EQU	1.1	0.90	1.50	0.00	/	/	/
STRU (A1 + M1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00
GEO (A2 + M2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40

Tabella 7.c – Combinazioni per analisi statiche SLU

Verifiche di esercizio (SLE)

I valori delle proprietà meccaniche da adoperare nell'analisi sono quelli caratteristici e i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza sono sempre unitari. Tale combinazione è di riferimento per le verifiche tensionali sui materiali e le verifiche di fessurazione. E' inoltre rappresentativa delle condizioni di deformazione dell'opera e del terreno circostante.

Verifiche di resistenza degli elementi strutturali (SLU STR)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali. L'analisi può essere svolta utilizzando la Combinazione 1 (A1+M1+R1), nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1. In questo caso, i coefficienti parziali amplificativi delle azioni possono applicarsi direttamente alle sollecitazioni, calcolate con i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze.

In combinazione sismica il carico variabile è attribuito con aliquota pari a 0.25.

Verifiche stabilità geotecnica (SLU GEO)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle paratie (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e, specificamente, dal raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite nel terreno interagente con la paratia. L'analisi può essere condotta con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2, i coefficienti γ_R sulla resistenza globale (R1) sono unitari e le sole azioni variabili sono amplificate con i coefficienti del gruppo A2 per le verifiche. I parametri di resistenza di progetto sono perciò inferiori a quelli caratteristici e di conseguenza il valore di progetto della spinta attiva è maggiore, e quello della resistenza passiva è minore, dei corrispondenti valori caratteristici.

In combinazione sismica il carico variabile è attribuito con aliquota pari a 0.25.

Verifiche di resistenza degli elementi strutturali per azioni eccezionali (SLU eccezionali)

Si considerano gli stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

L'analisi può essere svolta utilizzando tutti coefficienti unitari.

In definitiva le analisi contemplano le seguenti combinazioni di carico.

- **SLE** indicativa per le analisi di deformabilità.
- **SLU STRU** per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali.
- **SLU GEO** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e per le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale.
- **SISMA STRU** per le verifiche SLU di tipo geotecnico e di tipo strutturale.
- **SISMA GEO** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e SLU di tipo geotecnico.
- **ECCEZIONALE** per le verifiche di stabilità geotecnica del sistema opera-terreno e di resistenza degli elementi, con coefficienti unitari.

8 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riassumono le condizioni di carico considerate nell'analisi di verifica delle strutture.

8.1 Azioni permanenti

8.1.1 Peso proprio

Per il calcolo del peso proprio delle strutture si assumono i pesi unitari di seguito indicati:

Struttura in c.a. $\gamma_1 = 25.0 \text{ kN/m}^3$;

Terreno di ritombamento: $\gamma_2 = 20.0 \text{ kN/m}^3$.

8.1.2 Spinta delle terre

La valutazione delle spinte delle terre viene effettuata considerando quale paramento ideale del muro il piano verticale passante dal filo interno della platea di fondazione; l'angolo di attrito tra paramento verticale e terreno può essere considerato pari $0.6\phi'$, con ϕ' angolo di resistenza al taglio di progetto.

Nelle verifiche la spinta del terreno viene determinata con la seguente espressione:

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \times K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

$\sigma'_v(z)$ = tensione verticale efficace alla generica quota z ;

K_a = coefficiente di spinta attiva;

q = eventuale sovraccarico uniformemente distribuito.

Per il calcolo di K_a si utilizza la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane, e generalizzata per tener conto delle condizioni sismiche in base alla teoria di Mononobe ed Okabe riportata di seguito (si veda Eurocodice 8 – rif. [4]):

per $\beta \leq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \Phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale (si veda il successivo par. § 8.3.1).

La spinta attiva risultante P_a risulta inclinata dell'angolo δ sull'orizzontale. Pertanto il valore della spinta orizzontale P_{AH} è pari a:

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos \delta$$

mentre la componente verticale P_{AV} risulta:

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin \delta$$

Le componenti della spinta sono costituite in generale da due aliquote, l'una dovuta al peso proprio del terreno l'altra dovuta al sovraccarico, che avranno distribuzione diversa lungo l'altezza dell'opera: la prima di tipo triangolare l'altra di tipo rettangolare, se carico distribuito uniforme (permanente o accidentale che sia), o differente per aree di carico diverso (nastriiforme, ...).

Le diverse aliquote saranno considerate distintamente in fase di combinazione dei carichi a seconda che si tratti di azioni permanenti, strutturali o non strutturali, o variabili.

8.2 Azioni variabili

8.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari a 20 kPa, che dà luogo ad un incremento di spinta attiva dovuta al solo peso proprio del terreno secondo quanto indicato nel paragrafo § 8.1.2.

8.2.2 Azioni climatiche

Nel caso specifico non si hanno azioni climatiche.

8.3 Azione sismica

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue.

8.3.1 Spinta a tergo del muro

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto ove agisce la spinta in condizioni statiche. Essendo questa circostanza applicabile al muro qui esaminato, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \times K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

Il calcolo del coefficiente di spinta in condizioni sismiche viene effettuato come già indicato nel precedente paragrafo 8.1.2.

Come precedentemente indicato, l'incremento di spinta dovuto al sisma (inteso come differenza fra la spinta totale in condizioni sismiche e la spinta pre-agente in condizioni statiche) viene applicato nello stesso punto ove agisce la spinta statica.

Il coefficiente di accelerazione sismica k_h vale:

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

dove:

a_{max} = accelerazione massima attesa al sito in considerazione

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente riduttivo che tiene conto dei possibili spostamenti dell'opera

L'accelerazione massima è stata valutata come:

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

in cui:

a_g = accelerazione massima attesa al sito di riferimento sul substrato rigido

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Il coefficiente riduttivo β_m viene desunto dalla normativa vigente considerando uno spostamento della paratia pari a 5 cm e dunque $\beta_m = 0.48$.

Il coefficiente k_h è dunque pari a 0.103.

8.4 Azioni eccezionali

8.4.1 Urto su barriera di sicurezza montata sul muro

L'azione provocata da una collisione accidentale sulla barriera di sicurezza viene calcolata secondo quanto riportato al paragrafo § 3.6.3.3.2 della normativa vigente. L'azione viene schematizzata attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN applicata trasversalmente ed orizzontalmente 100 mm sotto la sommità dell'elemento di sicurezza o 1.0 m sopra il livello del piano di marcia, a seconda di quale valore sia il più piccolo. Nel caso specifico, dato che l'elemento di sicurezza è alto 1.55 m, la forza verrà applicata a $\min[(1.55-0.10) ; 1.00] = 1.00$ m rispetto al piano viario.

Gli effetti sul muro di sostegno dell'azione dell'urto sulla barriera di sicurezza sono stati considerati sia nelle verifiche geotecniche che nelle verifiche strutturali.

In testa al muro si considerano le seguenti azioni:

- Forza in testa muro = 100.0 kN;
- Momento in testa muro = 100 kN · 1 m = 100 kNm.

A tali valori si è poi applicata una diffusione a 45° lungo lo sviluppo in elevazione del muro determinando la situazione più gravosa al fine delle verifiche.

Nel caso di specie essendo l'altezza del muro, non compreso il cordolo di fondazione, pari a 3,50 mt, tale azione viene pensata agente sul limite dell'opera a presso della spalla (situazione più gravosa) e considerata tale diffusione pertanto interessante 3,50 mt di paramento. L'azione agente a ml di paratia ad altezza cordolo testa palo sarebbe pari a 100 kN / 3,50 mt, pari a 28,58 kN/m.

A vantaggio di sicurezza sia l'azione tagliante che il momento agente sulla testa del muro sono assunti pari a 50 kN e 50 kNm su un tratto di paratia, quello di calcolo, pari ad 1 mt.

Le azioni sulla barriera di sicurezza ed i carichi accidentali stradali nelle verifiche dei muri sono state assunte contemporanee a vantaggio di sicurezza.

9 RISULTATI DELLE ANALISI

9.1 Sezioni di verifica

Nelle tabelle seguenti, per le sezioni esaminate, sono fornite le principali caratteristiche geometriche e stratigrafiche utilizzate nelle verifiche.

Sono state esaminate le sezioni ritenute più significative.

1. Sezione 1 – H = 6.90 m

Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 16.70 m
Stratigrafia di calcolo	RIL da 0.00 m p.c. fino a -4.90 m p.c.
	LSA da -4.90 m p.c. a -7.50 m p.c.
	AG oltre -7.50 m p.c.
Fondo scavo	- 4.90 m da p.c.
Falda	- 4.90 m da p.c.
p.c. = quota piano carrabile	

9.2 Sezione 1

9.2.1 Sintesi dei risultati

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati delle analisi eseguite con riferimento alle combinazioni di carico precedentemente definite.

In tabella sono riportati i valori di verifica della paratia.

	SLU GEO	SLU STR	SLE	SISMA GEO	SISMA STR	SLU ECCEZ.
	Statico	Statico	Statico	Sismico	Sismico	Statico
Spostamento massimo (cm)	-	-	0.86	-	-	
Momento massimo (kNm/m)	458.33-	306.75	537.09	-	236.28	655.16
Taglio massimo (kN/m)	101.76	82.79	612.28	-	62.05	129.64
Spinta passiva mobilitata (%)	44	-	-	48	-	33

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

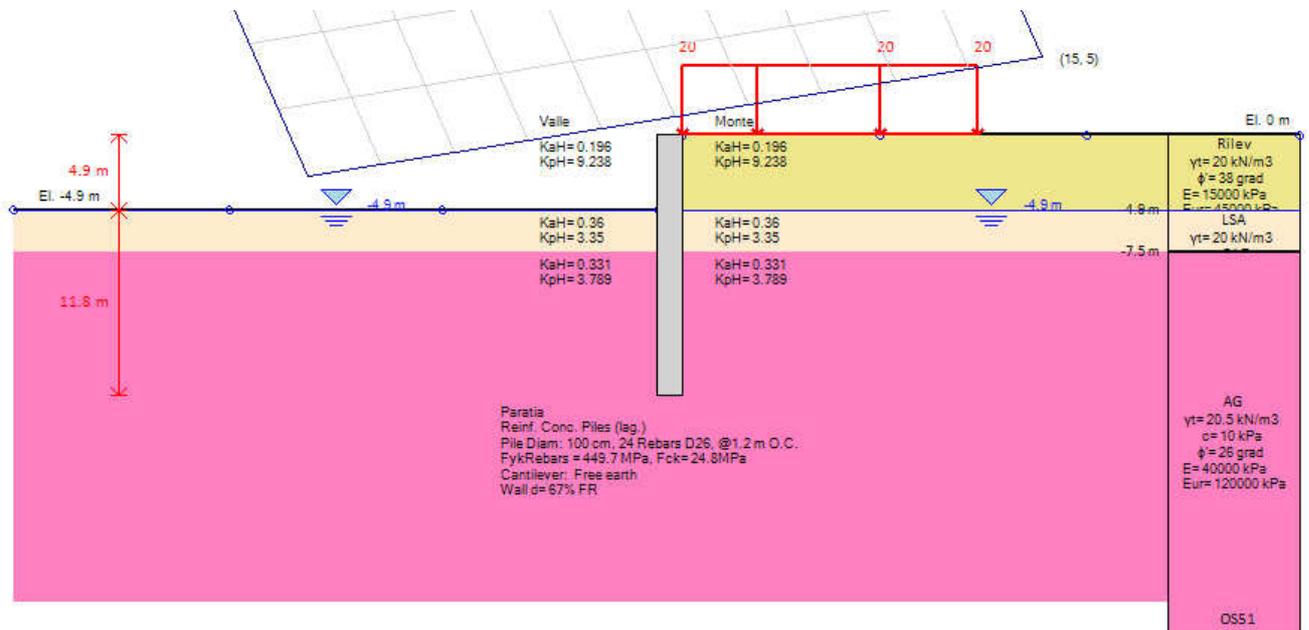


Figura 2 Modello di calcolo – step finale di calcolo

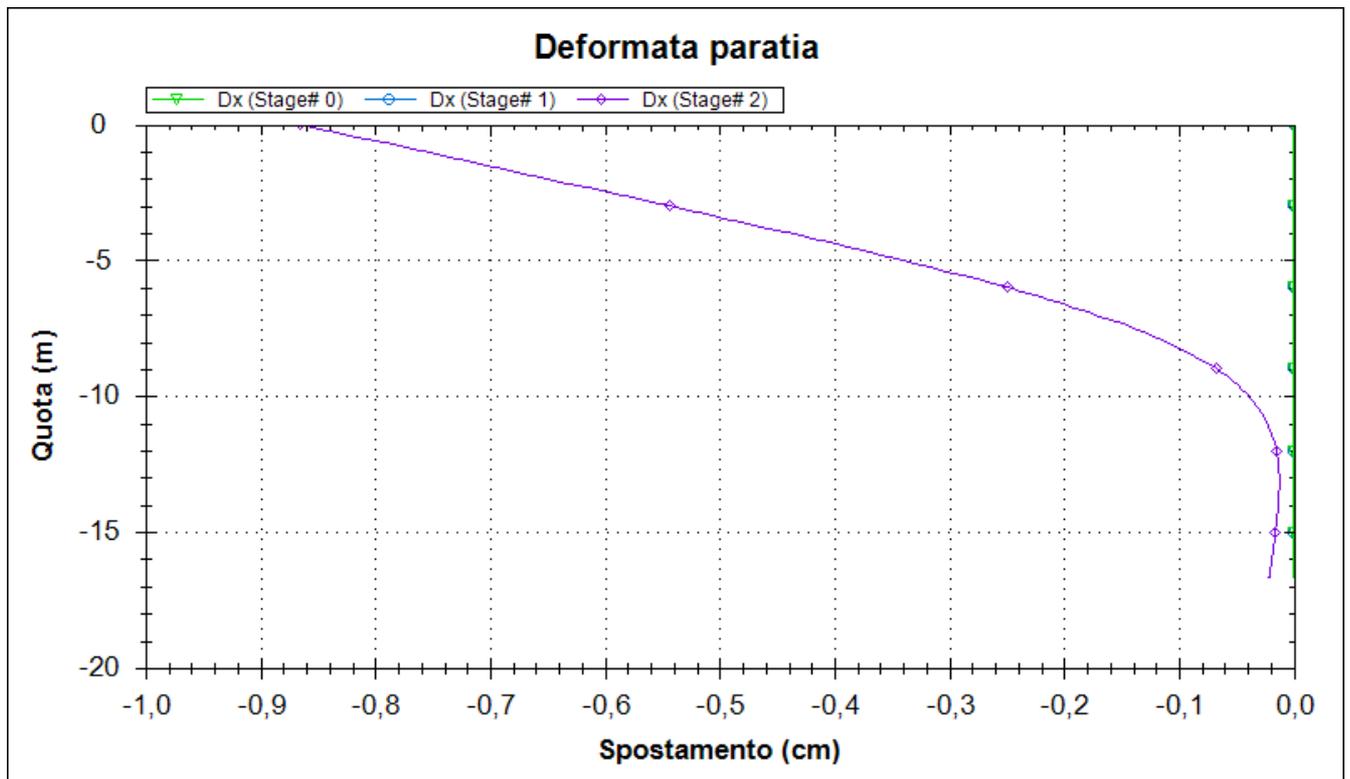


Figura 3 Spostamenti - profondità SLE

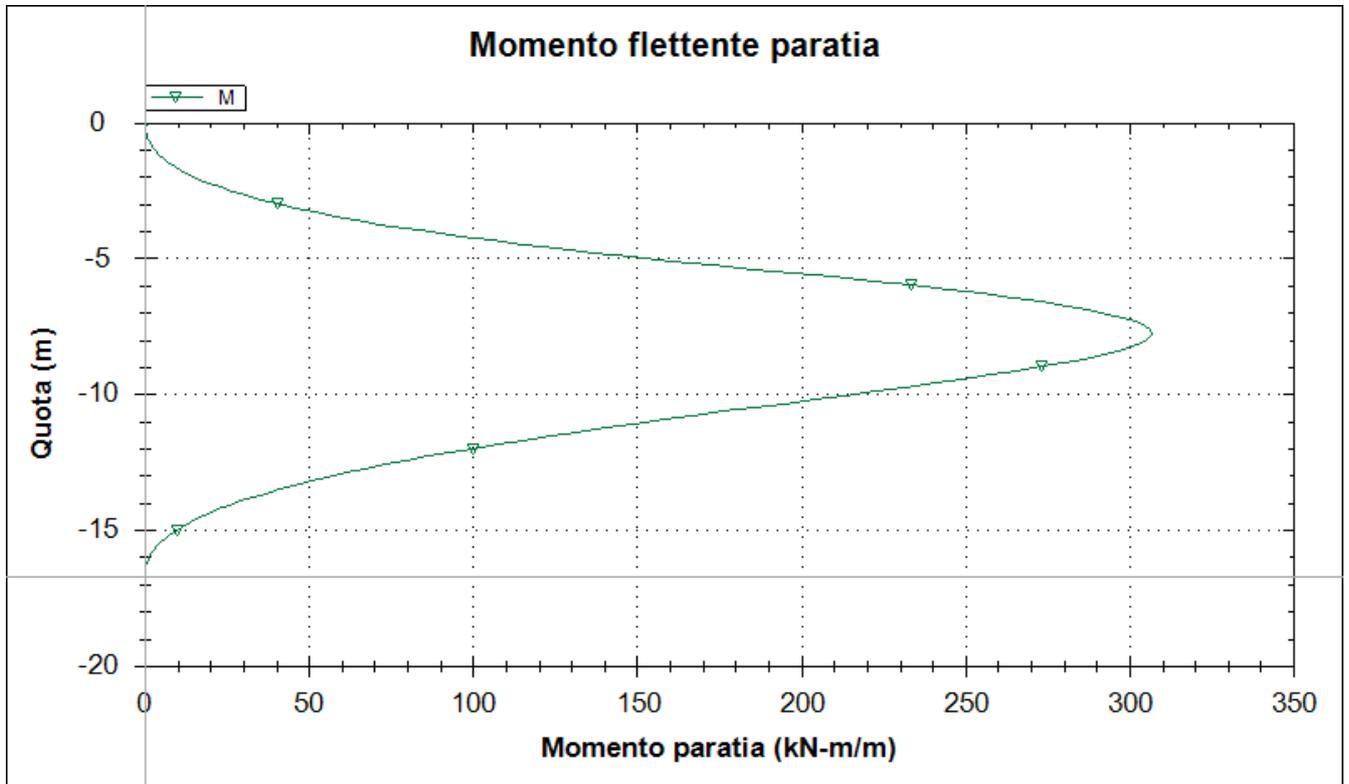


Figura 4 Momento-profondità SLU STR

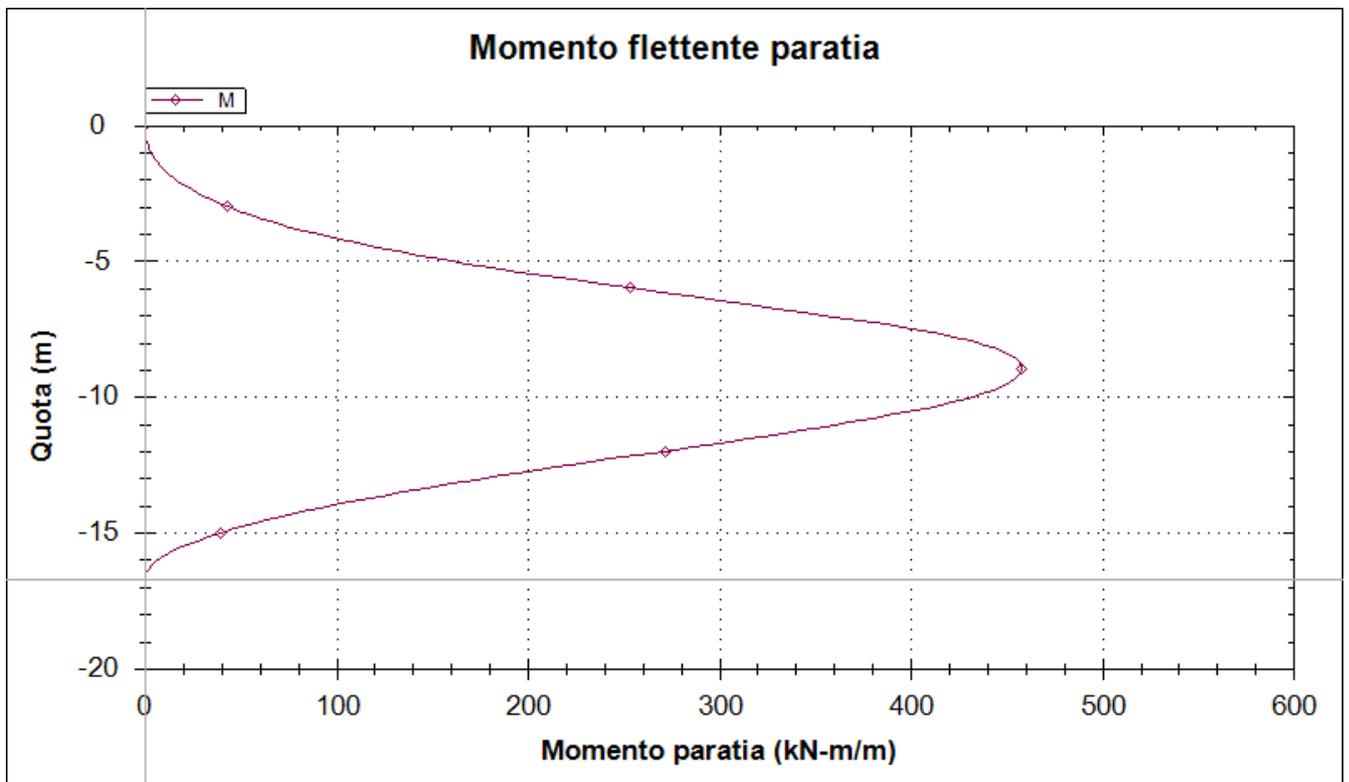


Figura 5 Momento-profondità SLU GEO

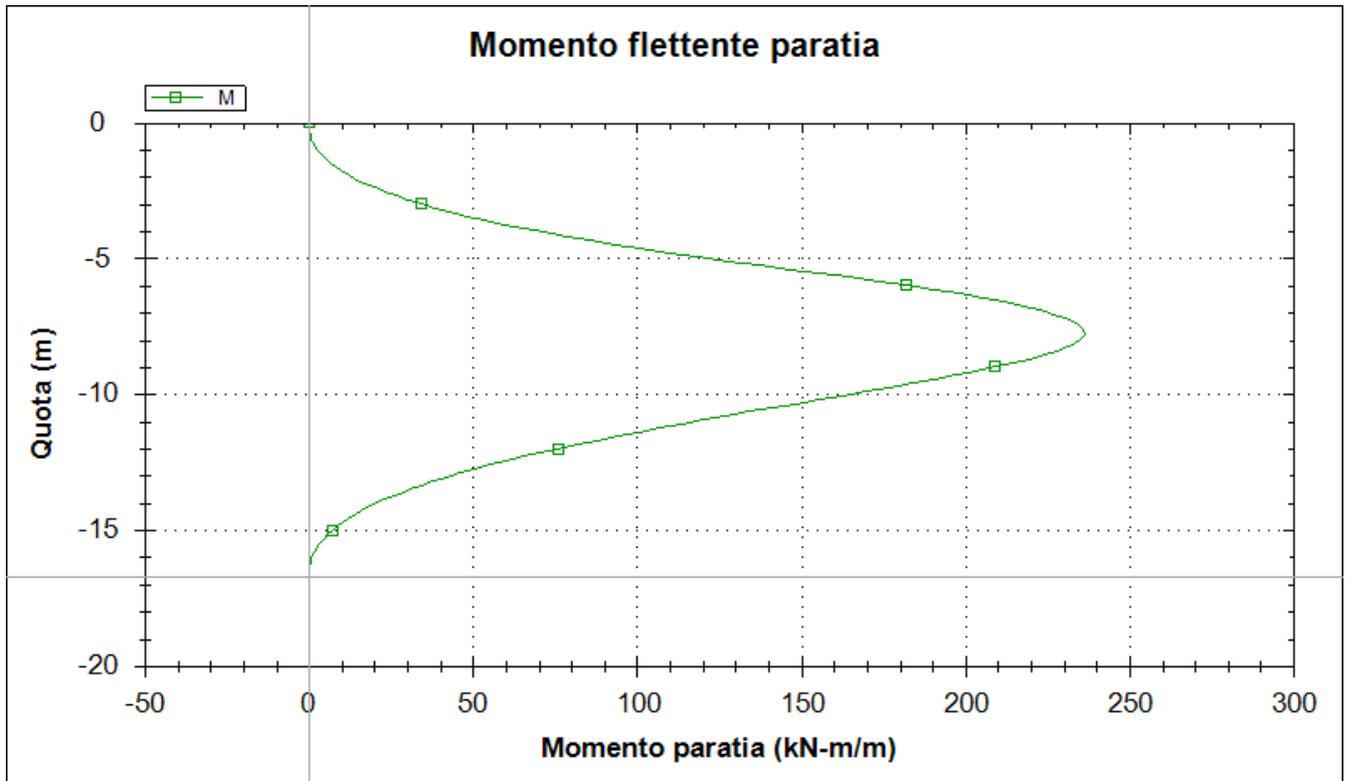


Figura 6 Momento-profondità SISMA STR

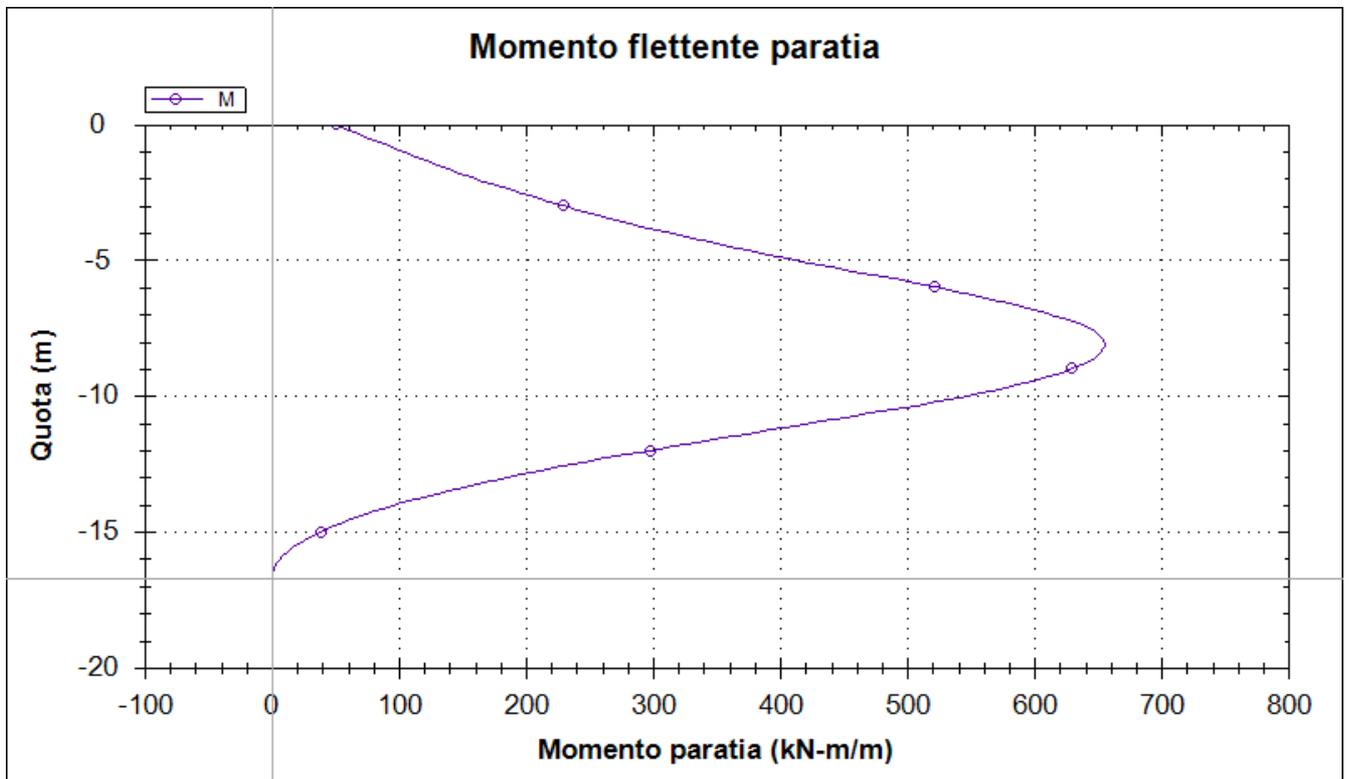


Figura 7 Momento-profondità SLU ECCEZ

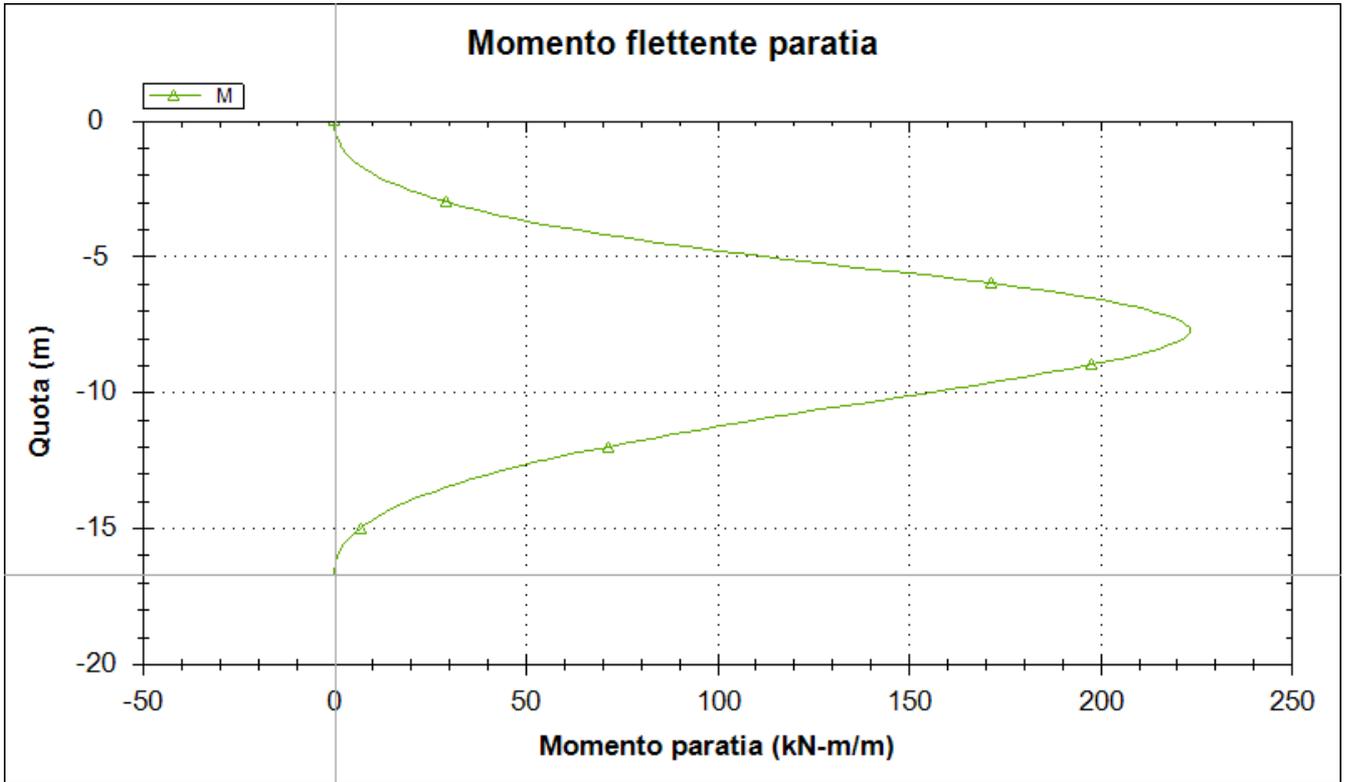


Figura 8 Momento-profondità SLE RARA

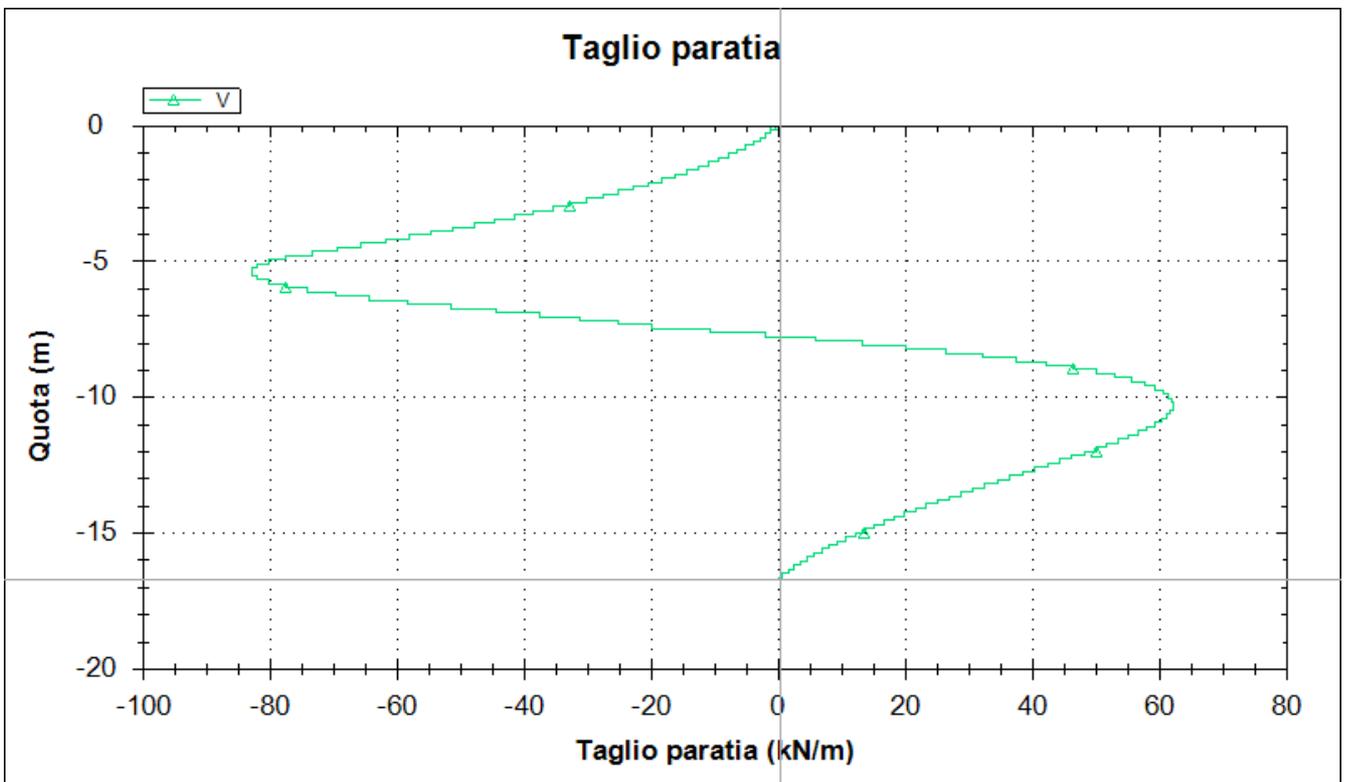


Figura 9 Taglio-profondità SLU STR

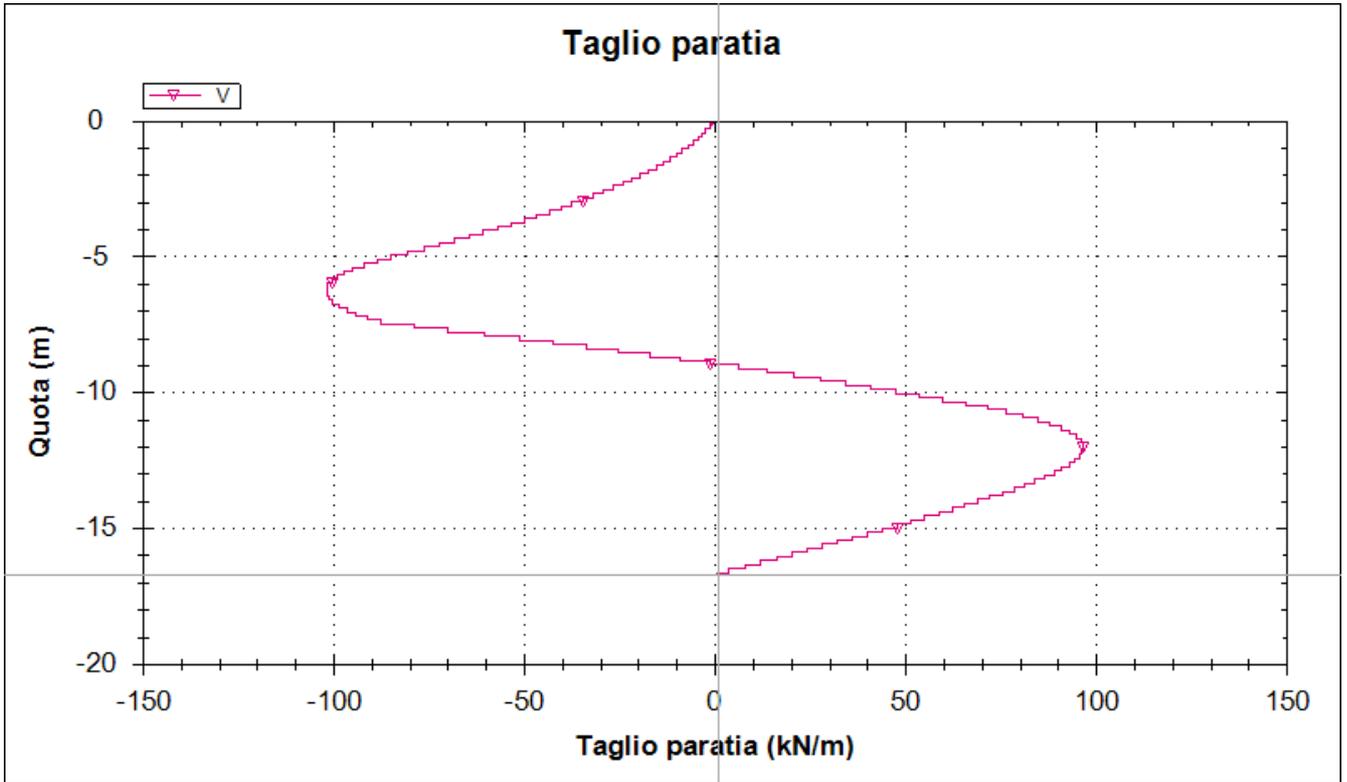


Figura 10 Taglio-profondità SLU GEO

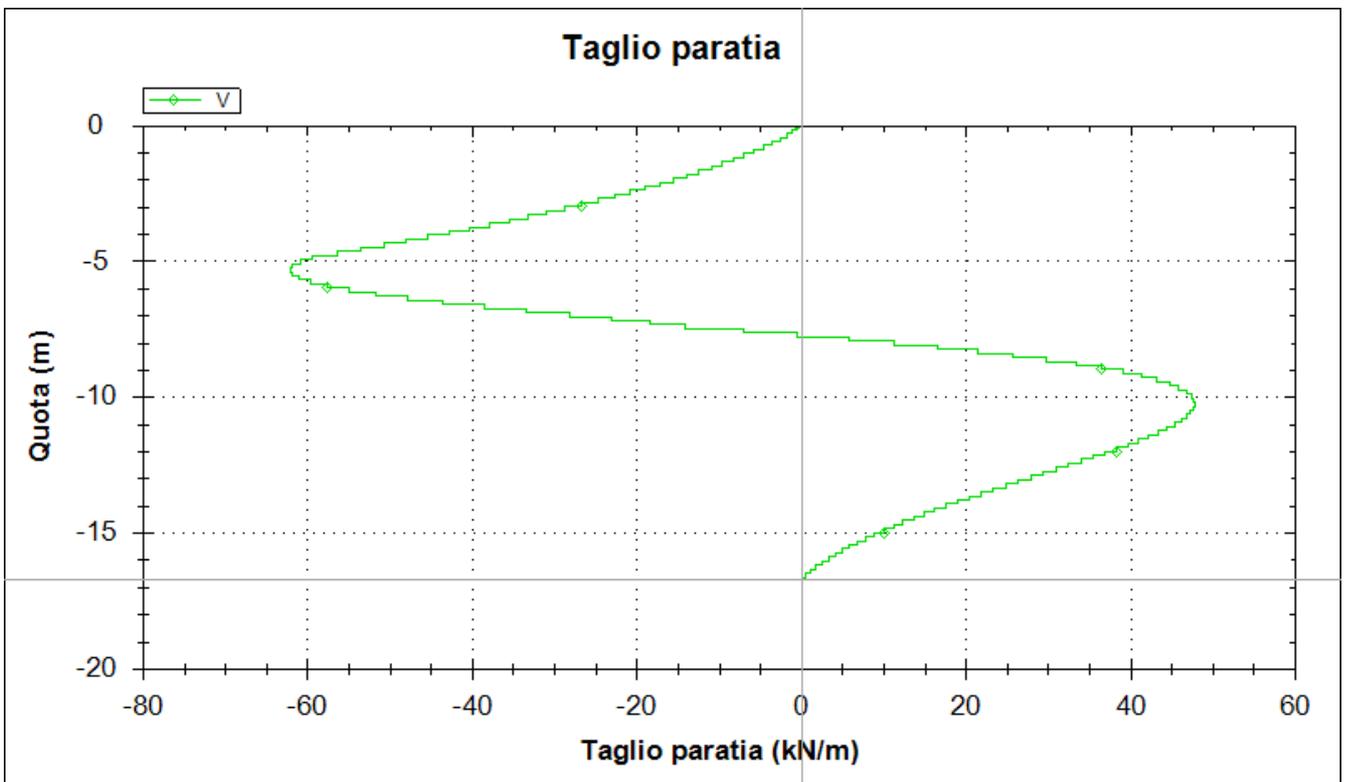


Figura 11 Taglio-profondità SISMA STR

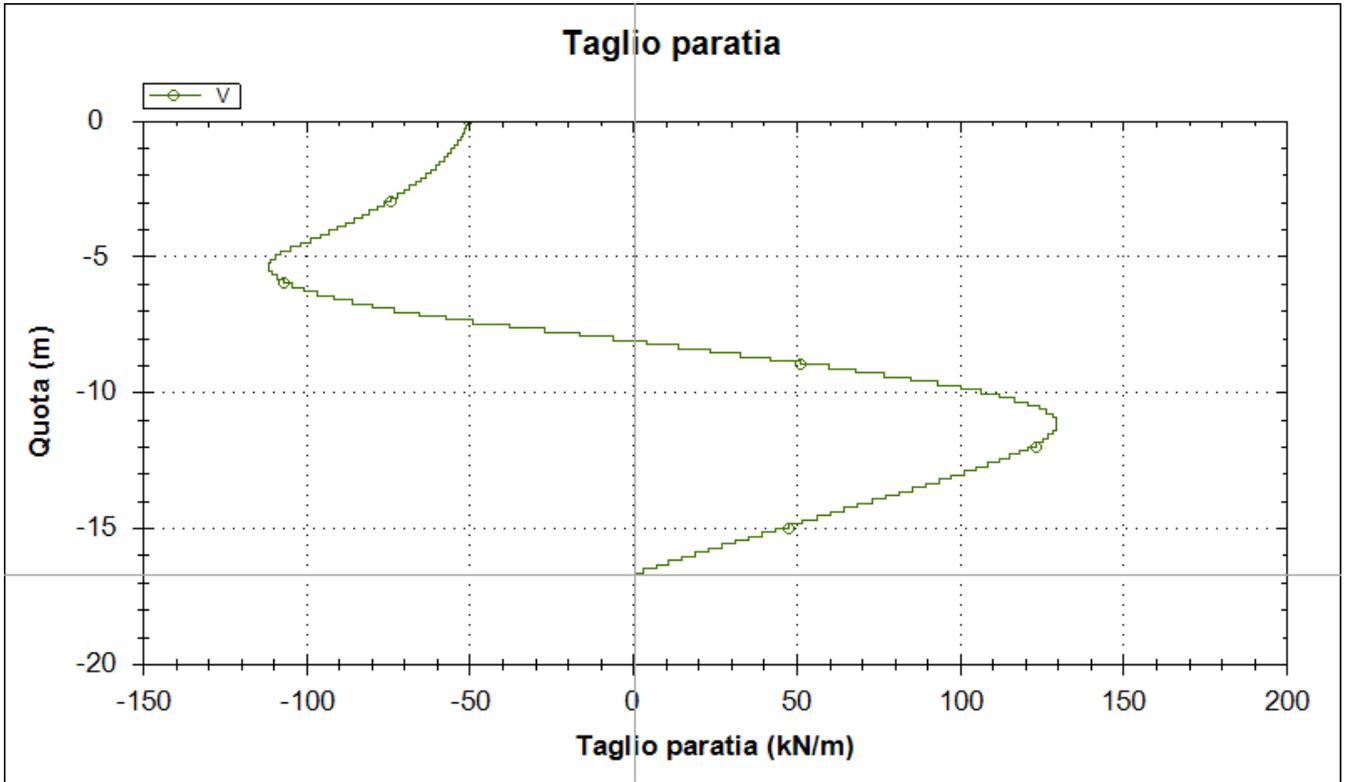


Figura 12 Taglio-profondità SLU ECCEZ

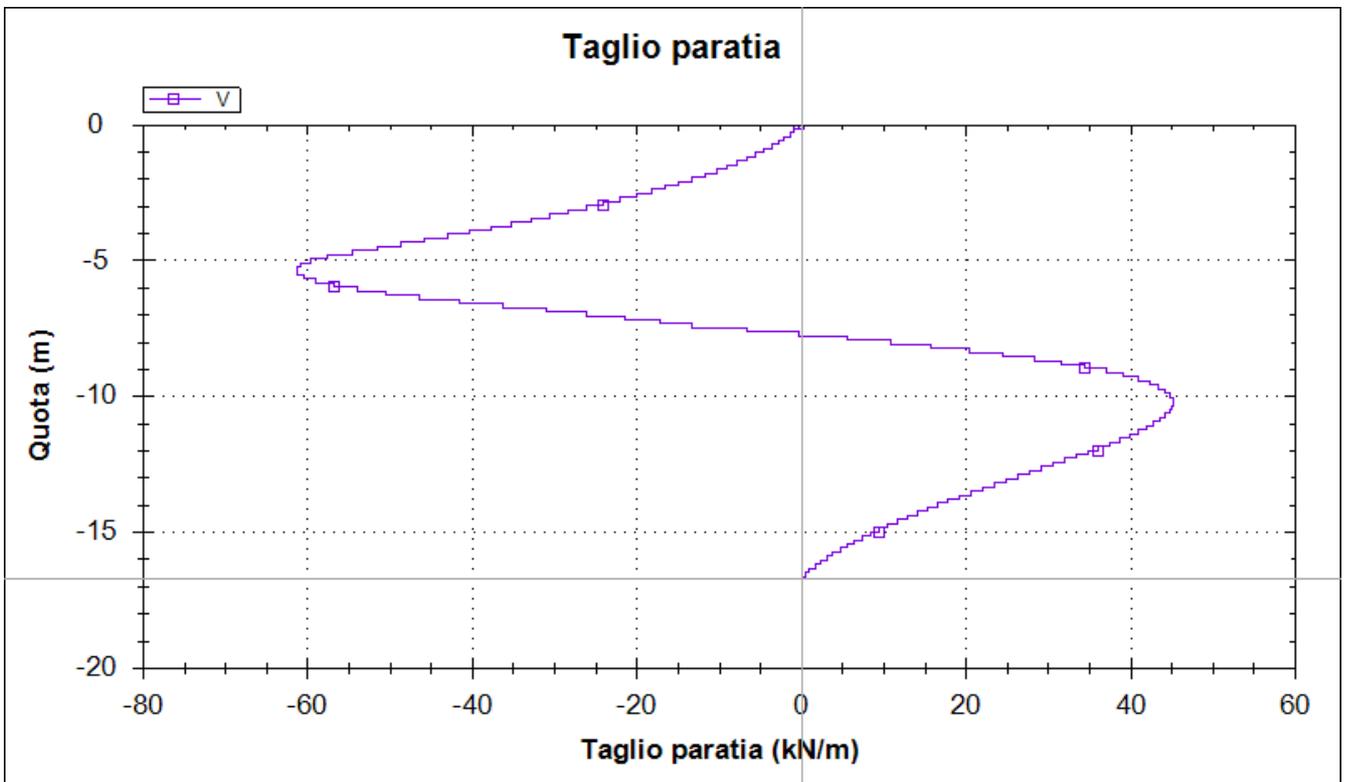
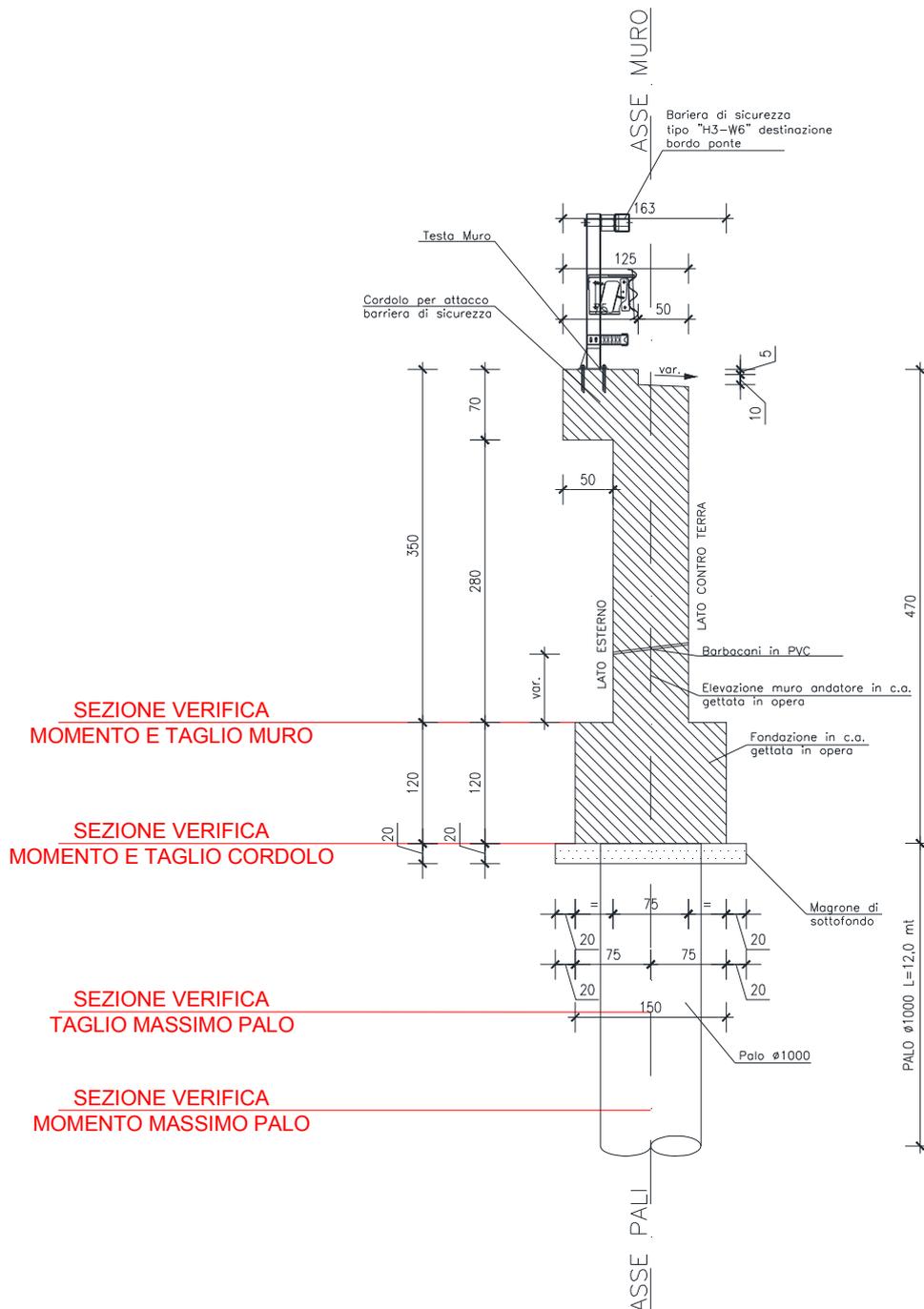


Figura 13 Taglio-profondità SLE RARA

9.2.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. nelle posizioni indicate nella figura seguente.



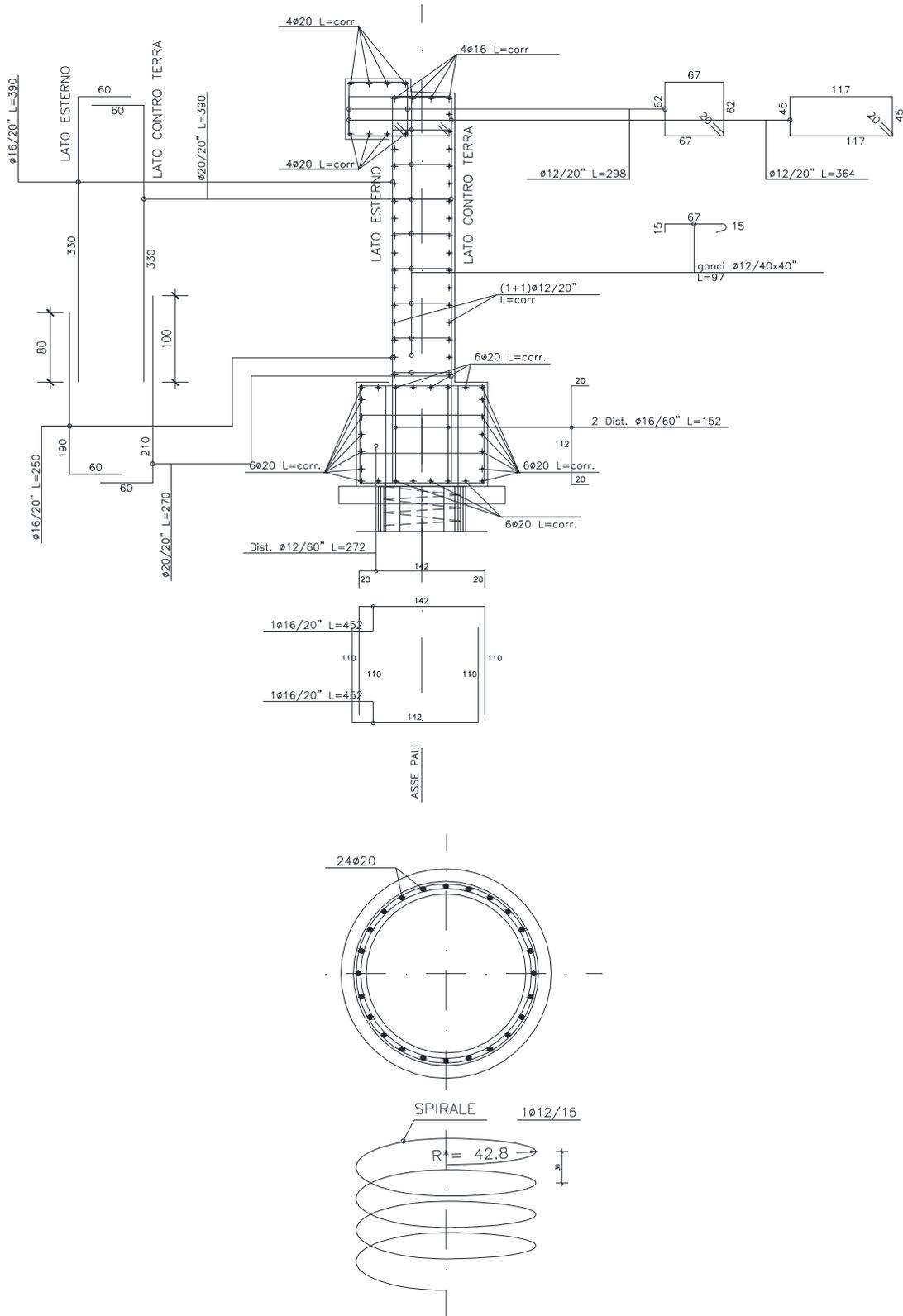
Le sollecitazioni di verifica, per metro di lunghezza sul muro in c.a. e sul cordolo testa pali e per singolo palo, sono di seguito riportate.

momento					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
base muro	64	68	60	47	277
base cordolo	137	143	120	100	290
palo	368	550	284	268	786
taglio					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo
base muro	45	47	38	33	83
base cordolo	73	76	60	54	104
palo	99	122	74	74	134

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni in c.a. analizzate; nella figura sono riportate le armature di progetto.

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO



9.2.2.1 base muro

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 0.75

Simbologia

Caso = Caso di verifica

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

TCC = Tipo di combinazione di carico

SLU = Stato limite ultimo

SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)

SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara

SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente

SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente

SLD = Stato limite di danno

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso

SLO = Stato limite di operatività

SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

N = Sforzo normale

My = Momento flettente intorno all'asse Y

Mz = Momento flettente intorno all'asse Z

Nu = Sforzo normale ultimo

Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y

Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z

Rott. = Tipo di rottura

1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$

2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$

3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$

α = Angolo asse neutro a rottura

ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)

TS = Modalità di calcolo sicurezza

N/e = N costante ed eccentricità costante

My/e = My costante ed eccentricità costante

My/N = My e N costante

Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante

Mz/N = Mz e N costante

Sic. = Sicurezza a rottura

AfT = Area di ferro tesa

AfC = Area di ferro compressa

σ_c = Tensione nel calcestruzzo

σ_f = Tensione nel ferro

c = Ricoprimento dell'armatura

s = Distanza minima tra le barre

K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione

s_{rm} = Distanza media tra le fessure

Φ = Diametro della barra

A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace

$A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace

σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata

$\sigma_{s\ r}$ = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo

ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)

Wk = Apertura delle fessure

Ty = Taglio in dir. Y

Tz = Taglio in dir. Z

bw = Larghezza membratura resistente al taglio

Asw = Area armatura trasversale

Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo

VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Acc.	Fyk <daN/cm ² >	Fyd <daN/cm ² >
1	R	100.00	75.00	6.20	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu <daNm>	Mzu <daNm>	Rott.	α <grad>	ϵ_c	TS	Sic.
1	SLU	0.00	6400.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	6.421	
2	SLU	0.00	6800.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	6.044	
3	SLU	0.00	6000.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	6.849	
4	SLU	0.00	27700.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	1.484	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty VRcd <daN>	Tz VRsd <daN>	bw <m>	Asw <cm ² >	Vsdu <daN>	VRcd <daN>	VRsd <daN>	Caso	Ty <daN>	Tz <daN>	bw <m>	Asw <cm ² >	Vsdu <daN>
1	0.00	4500.00	1.00	7.07	4500.00	255567.00	17176.70	2	0.00	4700.00	1.00	7.07	4700.00
255567.00	17176.70												
3	0.00	3800.00	1.00	7.07	3800.00	255567.00	17176.70	4	0.00	8300.00	1.00	7.07	8300.00
255567.00	17176.70												

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cm ² >	AfC <cm ² >	σ_c <daN/cm ² >	σ_f <daN/cm ² >
5	4700.00	15.71	10.05	8.72	468.44

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	$s_{r,m}$	Φ	A_s	$A_{c,eff}$	σ_s	$\sigma_{s,r}$
$\epsilon_{s,m}$	Wk					<mm>	<mm>		<mm>		<cm ² >	<cm ² >	<daN/cm ² >	<daN/cm ² >
5	SLE	Q	0.00	4700.00	0.00	50.00	223.89	0.18	315.95	20.00	15.71	1837.70	468.44	3556.76
0.09	0.05													

Verifiche principali

Caso	Tipo
4	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio

5 C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

9.2.2.2 base cordolo

Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione

Base <m> = 1.00

Altezza <m> = 1.20

Simbologia

Caso = Caso di verifica
CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD = Stato limite di danno
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
SLO = Stato limite di operatività
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N = Sforzo normale
My = Momento flettente intorno all'asse Y
Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
Nu = Sforzo normale ultimo
Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott. = Tipo di rottura
1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_y = \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c < \epsilon_{cu}$
2-3 = Rott. cls: $\epsilon_y < \epsilon_{yd}$, $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$
3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{c0} < \epsilon_c < \epsilon_{cu}$
 α = Angolo asse neutro a rottura
 ϵ_c = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS = Modalità di calcolo sicurezza
N/e = N costante ed eccentricità costante
My/e = My costante ed eccentricità costante
My/N = My e N costante
Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
Mz/N = Mz e N costante
Sic. = Sicurezza a rottura
AfT = Area di ferro tesa
AfC = Area di ferro compressa
 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
 σ_f = Tensione nel ferro
c = Ricoprimento dell'armatura
s = Distanza minima tra le barre
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
 Φ = Diametro della barra
 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk = Apertura delle fessure
Ty = Taglio in dir. Y
Tz = Taglio in dir. Z

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotonda Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121" - PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw = Area armatura trasversale
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 B = Base
 H = Altezza
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm ² >	Fctk <daN/cm ² >	Fcd <daN/cm ² >	Fctd <daN/cm ² >	Acc.	Fyk	Fyd <daN/cm ² >
3 R	100.00	120.00	6.40	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	Nu <daN>	Myu <daNm>	Mzu <daNm>	Rott.	α <grad>	ϵ_c	TS	Sic.
1	SLU	0.00	13700.00	0.00	0.08	44106.50	1.43E-005	1-2	180.00	-1.05	N/e	3.219	
2	SLU	0.00	14300.00	0.00	0.08	44106.50	1.43E-005	1-2	180.00	-1.05	N/e	3.084	
3	SLU	0.00	12000.00	0.00	0.08	44106.50	1.43E-005	1-2	180.00	-1.05	N/e	3.676	
4	SLU	0.00	29000.00	0.00	0.08	44106.50	1.43E-005	1-2	180.00	-1.05	N/e	1.521	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu
1	0.00	7300.00	1.00	20.11	7300.00	422242.00	80722.00	2	0.00	7600.00	1.00	20.11	7600.00
3	0.00	6000.00	1.00	20.11	6000.00	422242.00	80722.00	4	0.00	10400.00	1.00	20.11	10400.00

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cm ² >	σ_f <daN/cm ² >
5	10000.00	10.05	10.05	10.16	916.59

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s_{rm} <mm>	Φ	A_s <cmq>	A_c eff <cmq>	σ_s <daN/cm ² >	σ_{sr} <daN/cm ² >
5	SLE	Q	0.00	10000.00	0.00	52.00	221.93	0.21	349.63	16.00	10.05	1475.51	916.59	7940.81

Verifiche principali

Caso	Tipo
4	SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
5	C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

9.2.2.3 palo

Sezione: Circolare - Dati geometrici della sezione
Raggio <m> = 0.50

Simbologia

Caso	= Caso di verifica
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
	SLD = Stato limite di danno
	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
	SLO = Stato limite di operatività
	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
N	= Sforzo normale
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
Myu	= Momento ultimo intorno all'asse Y
Mzu	= Momento ultimo intorno all'asse Z
Rott.	= Tipo di rottura
	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
α	= Angolo asse neutro a rottura
ϵ_C	= Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
TS	= Modalità di calcolo sicurezza
	N/e = N costante ed eccentricità costante
	My/e = My costante ed eccentricità costante
	My/N = My e N costante
	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
	Mz/N = Mz e N costante
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ_C	= Tensione nel calcestruzzo
σ_F	= Tensione nel ferro
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s_{rm}	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A_s	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
$A_{c\ eff}$	= Area di calcestruzzo efficace
σ_s	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
$\sigma_{s\ r}$	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121"- PROGETTO ESECUTIVO DI DETTAGLIO

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 Wk = Apertura delle fessure
 Ty = Taglio in dir. Y
 Tz = Taglio in dir. Z
 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 Asw = Area armatura trasversale
 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 Sez. = Numero della sezione
 R = Raggio
 Cf = Copriferro
 Cls = Tipo di calcestruzzo
 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 Acc. = Tipo di acciaio
 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	R	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk	Fyd
		<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>	<daN/cmq>
2	Cir.	50.00	6.20	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ϵ_c	TS	Sic.
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
1	SLU	0.00	36800.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	3.110	
2	SLU	0.00	55000.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	2.081	
3	SLU	0.00	28400.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	4.029	
4	SLU	0.00	78600.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	1.456	

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu
VRcd	VRsd		<m>	<cmq>	<daN>	<daN>	<daN>		<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>
<daN>	<daN>												
1	0.00	9900.00	0.70	10.66	9900.00	244343.00	35298.90	2	0.00	12200.00	0.70	10.66	12200.00
244343.00	35298.90							4	0.00	13400.00	0.70	10.66	13400.00
3	0.00	7400.00	0.70	10.66	7400.00	244343.00	35298.90						
244343.00	35298.90												

Verifiche stato limite d'esercizio

Caso	My	AfT	AfC	σ_c	σ_f
	<daNm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
5	26800.00	47.12	28.27	40.73	1324.31

Verifiche stato limite di formazione delle fessure

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	s_{rm}	Φ	A_s	$A_{c\ eff}$	σ_s	σ_{sr}
ϵ_{sm}	Wk		<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>
<mm>														
5	SLE	Q	0.00	26800.00	0.00	49.26	114.86	0.13	190.43	20.00	47.12	3248.63	1324.31	1964.98
0.26	0.08													

Verifiche principali

Caso

Tipo

4 SLU N cost - min. sic., SLU Taglio - min. sic. c.a., SLU Taglio - min. sic. acciaio
5 C.Q.Per. - Sc max (min. compr.), C.Q.Per. - Sc min (max compr.), C.Q.Per. - Sf max (max
traz.), C.Q.Per. - Sf min (max compr.), C.Q.Per. - Wk Max

9.2.3 Verifiche geotecniche di stabilità globale opera sostegno - terreno

Per le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i medesimi parametri indicati nel paragrafo precedente.

Il calcolo è effettuato con il metodo di Bishop.

I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

Tipo di verifica	Fs
Statica	2.33 > 1.10
Sismica	1.72 > 1.10

Nelle figure seguenti è rappresentata la sezione presa in considerazione per le analisi con le superfici investigate ed evidenziata la superficie più critica

OS51-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+760.64 AL KM 32+773.14 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

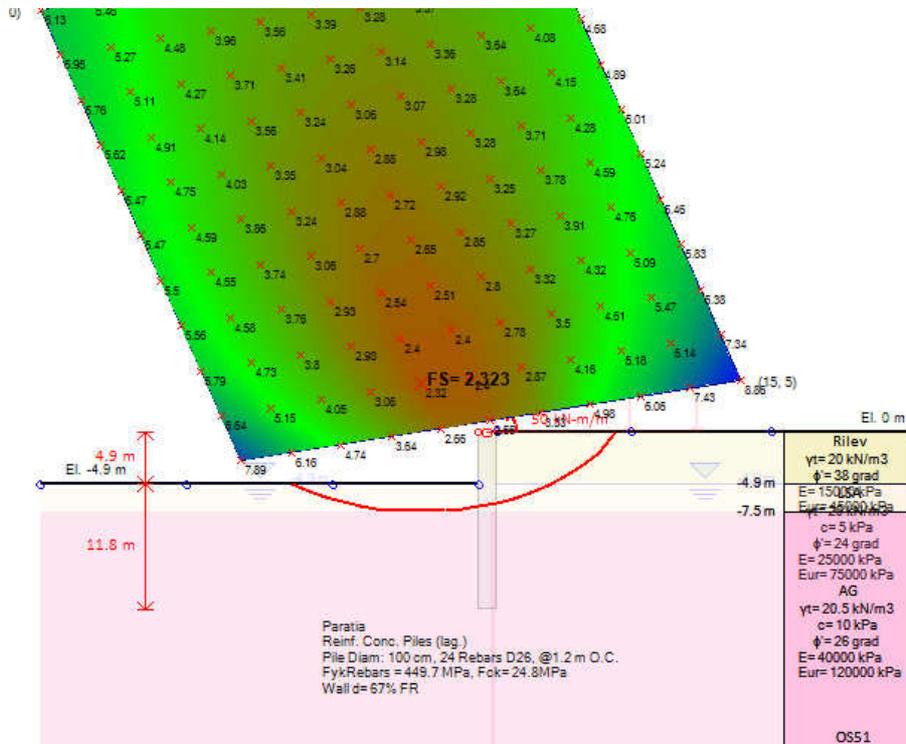


Figura 14 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

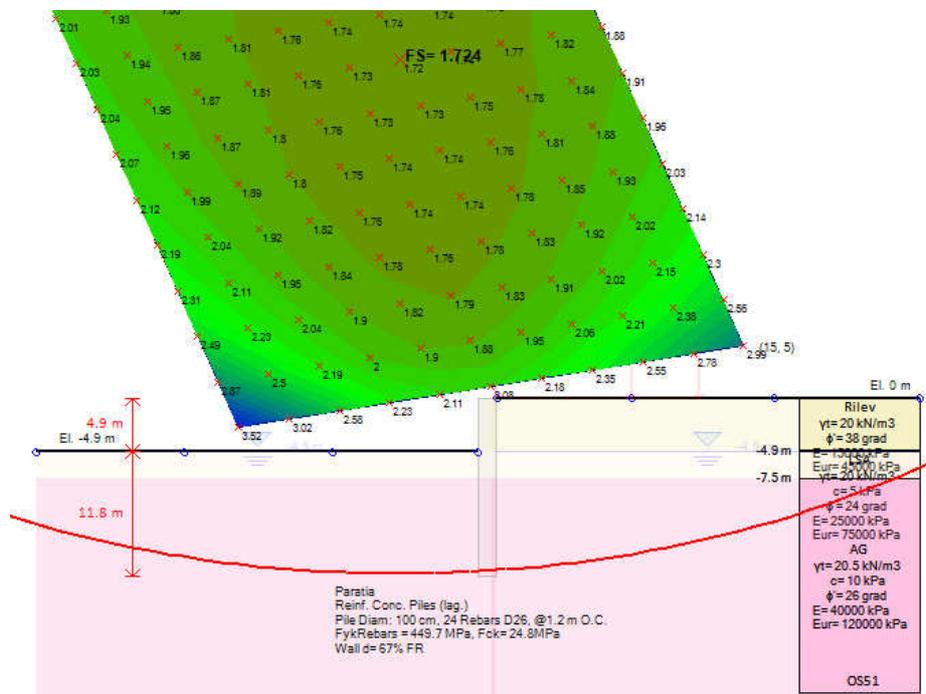


Figura 15 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica