



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 OS48 - Muro andatore sx dal km 32+107.67 al km 32+116.07 Relazione descrittiva e di calcolo

Codice Unico Progetto (CUP): F41B03000230001

Codice elaborato:	OPERA	ARGOMENTO	DOC. E PROG.	FASE	REVISIONE
PA17/08	PE	OS48	RC01	5	0

CARTELLA:	FILE NAME:	NOTE:	PROT.	SCALA:
07	PEOS48RC01_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

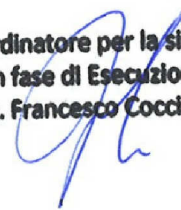


Il Geologo
dott. Pietro Accolti Gil



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 **LO410CE1101**

Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais

INDICE

1	Introduzione	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).....	11
6	Caratterizzazione sismica dell'area (da PEA).....	12
6.1	Periodo di riferimento per l'azione sismica	12
6.2	Azione sismica di riferimento	12
7	Descrizione delle opere	15
7.1	Metodologie di calcolo	15
7.1.1	Pressione e resistenza statica delle terre e dell'acqua	16
7.1.2	Parametri geotecnici.....	20
7.1.3	Falda, carichi, sovraccarichi e combinazioni.....	20
8	Analisi dei carichi	23
8.1	Azioni permanenti.....	23
8.1.1	Peso proprio.....	23
8.1.2	Spinta delle terre	23
8.2	Azioni variabili.....	25
8.2.1	Sovraccarico uniforme indefinito	25
8.2.2	Azioni climatiche	25
8.3	Azione sismica.....	25

8.3.1	Spinta a tergo del muro	25
8.4	Azioni eccezionali	26
8.4.1	Urto su barriera di sicurezza montata sul muro	26
9	Risultati delle analisi	28
9.1	Sezioni di verifica	28
9.2	Sezione 1	28
9.2.1	Sintesi dei risultati	28
9.2.2	Verifiche strutturali	35
9.2.2.1	base muro	38
130.1.1.1	base cordolo	40
250.1.1.1	palo	42
368.1.1	Verifiche geotecniche di stabilità globale opera sostegno - terreno	44

1 INTRODUZIONE

In questa relazione si espongono i criteri di dimensionamento adottati ed i risultati delle verifiche effettuate per la progettazione dell'opera di sostegno OS48 che costituisce il muro andatore della Spalla 2 lato in sinistra del Nuovo Viadotto Montagnola 2 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+107.67 e km 32+118.67.

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.

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
OS48	10.00	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	$c_{f,min} \geq 40 (-0 +5) \text{ mm}$

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	$\gamma_c = 1.50 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.00 \text{ per SLE}$
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	$\gamma_c = 1.50 \text{ per SLU}$
	$\gamma_c = 1.00 \text{ per SLE}$
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 -3.90 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:

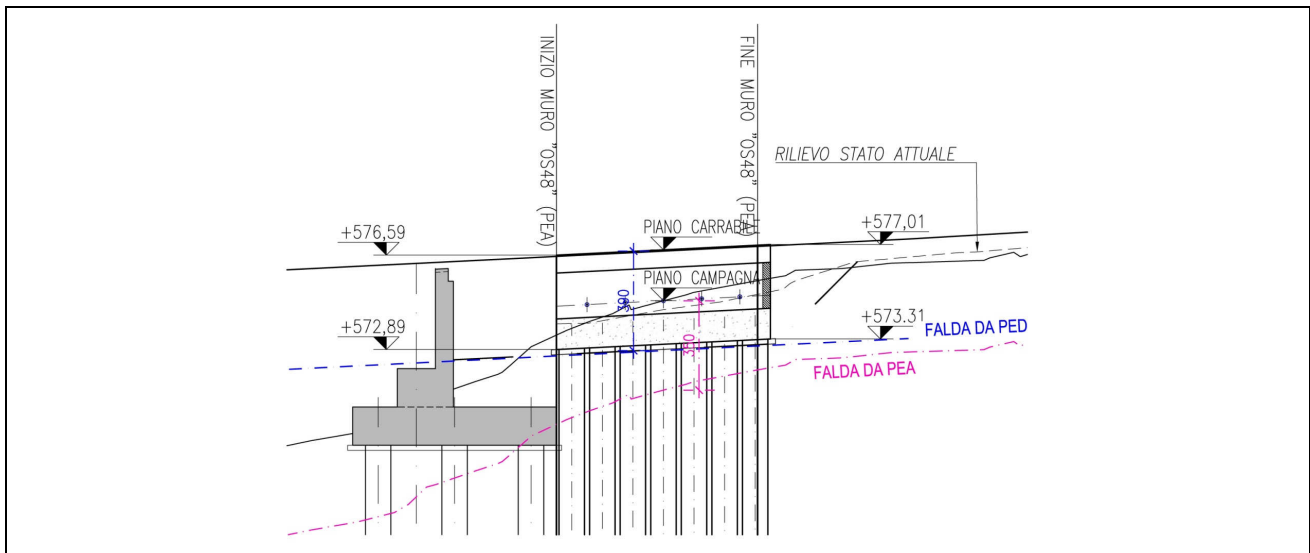


Figura 1 - - Prospetto dell'opera con riportati i livelli di falda assunti a base di calcolo in fase di PEA e di PED

5.2 Profilo stratigrafico e caratteristiche geotecniche del terreno

In prossimità dell'opera di sostegno nel PEA sono state eseguite n°3 prove in sito in corrispondenza della Pila 3 del viadotto è cioè un sondaggio a carotaggio continuo S7_2012 e due prove penetrometriche statiche CPTE22_2012 e CPTE22Bis_2012.

Tali prove però sono state eseguite non esattamente in corrispondenza del sito di imposta del Os48 in esame, pertanto per definire l'esatta stratigrafia di riferimento per la stessa, si è fatto riferimento altresì alle schede di PCQ, compilate durante la perforazione dei pali di fondazione della Spalla 2 del viadotto Montagnola 2, cui il manufatto in esame si attesta, di cui si riporta di seguito un estratto

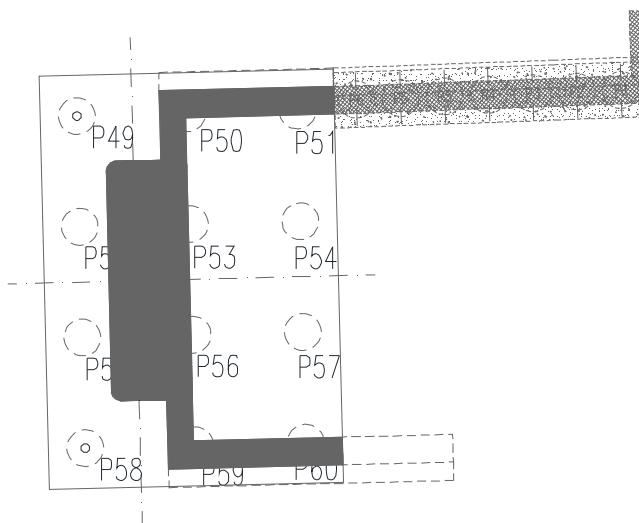
Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P49	569,16	0,00 - 8,70 m pietrisco (bucket) 8,70 - 16,3 m strato lapideo (carot.) 16,3 - 17,77 m argilla (bucket)	7,60
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P50	569,16	0,00 - 7,50 m pietrisco (bucket) 7,50 - 15,3 m strato lapideo (carot.) 15,3 - 17,90 m argilla (bucket)	7,80
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P51	569,16	0,00 - 7,90 m pietrisco (bucket) 7,90 - 14,8 m strato lapideo (carot.) 14,8 - 17,85 m argilla (bucket)	6,90
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P52	569,13	0,00 - 6,60 m pietrisco (bucket) 6,60 - 16,3 m strato lapideo (carot.) 16,30 - 17,95 m argilla (bucket)	9,70
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P53	569,16	0,00 - 9,10 m pietrisco (bucket) 9,10 - 15,8 m strato lapideo (carot.) 15,80 - 17,82 m argilla (bucket)	6,70
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P54	569,16	0,00 - 7,05 m pietrisco (bucket) 7,05 - 15,0 m strato lapideo (carot.) 15,00 - 18,00 m argilla (bucket)	7,95
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P55	569,16	0,00 - 5,30 m pietrisco (bucket) 5,30 - 16,8 m strato lapideo (carot.) 16,8 - 17,75 m argilla (bucket)	11,50
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P56	569,16	0,00 - 7,50 m pietrisco (bucket) 7,50 - 14,3 m strato lapideo (carot.) 14,3 - 17,91 m argilla (bucket)	6,80
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P57	569,16	0,00 - 4,80 m pietrisco (bucket) 4,80 - 14,9 m strato lapideo (carot.) 14,9 - 17,88 m argilla (bucket)	10,10
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P58	569,16	0,00 - 5,10 m pietrisco (bucket) 5,10 - 16,2 m strato lapideo (carot.) 16,2 - 18,14 m argilla (bucket)	11,10
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P59	569,16	0,00 - 6,60 m pietrisco (bucket) 6,60 - 14,8 m strato lapideo (carot.) 14,8 - 17,97 m argilla (bucket)	8,20
Viadotto Montagnola 2	Spalla 2	P60	569,16	0,00 - 4,20 m pietrisco (bucket) 4,20 - 12,8 m strato lapideo (carot.) 12,8 - 17,70 m argilla (bucket)	8,60

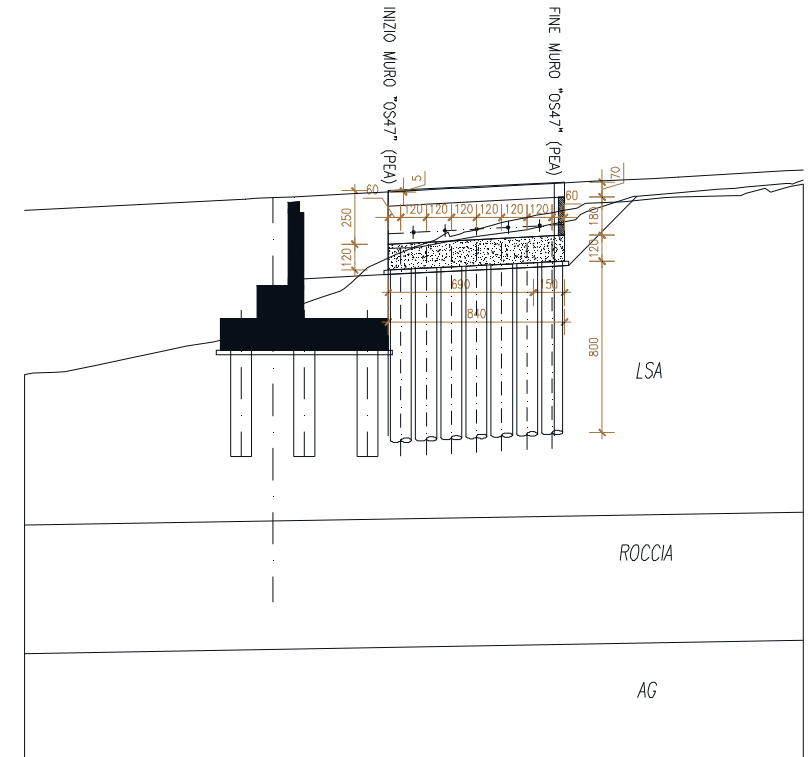
Estratto tabella PCQ perforazione pali –Spalla 2 –viadotto montagnola 2

In particolare si è fatto riferimento ai pali P49, P50 E P51 posti sullo stesso allineamento di quelli dell’opera di sostegno in progetto. Nella figura di seguito si riporta uno stralcio planimetrico della spalla 2 con la numerazione dei pali



Stralcio planimetrico con numerazione dei pali della spalla 1 viadotto montagnola 2

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



Andamento stratigrafico in corrispondenza dell'opera in esame

Per quanto riguarda la caratterizzazione geotecnica delle formazioni riscontrate si è fatto riferimento ai valori "caratteristici" per le stesse definiti nella Relazione Geotecnica di PEA nella [9] ed in particolare i seguenti:

Unità LSA – Limi sabbiosi argillosi:

γ	= peso di volume totale	20 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	26°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	5 kPa
E'	= modulo elastico drenato	25 MPa

Unità LAPIDEA - :

γ	= peso di volume totale	21 kN/m ³
ϕ'	= angolo di resistenza al taglio	28°
c'	= coesione in termini di sforzi efficaci	20 kPa

E' = modulo elastico drenato 80 MPa

Rilevato stradale:

γ = peso di volume totale 20 kN/m³

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.

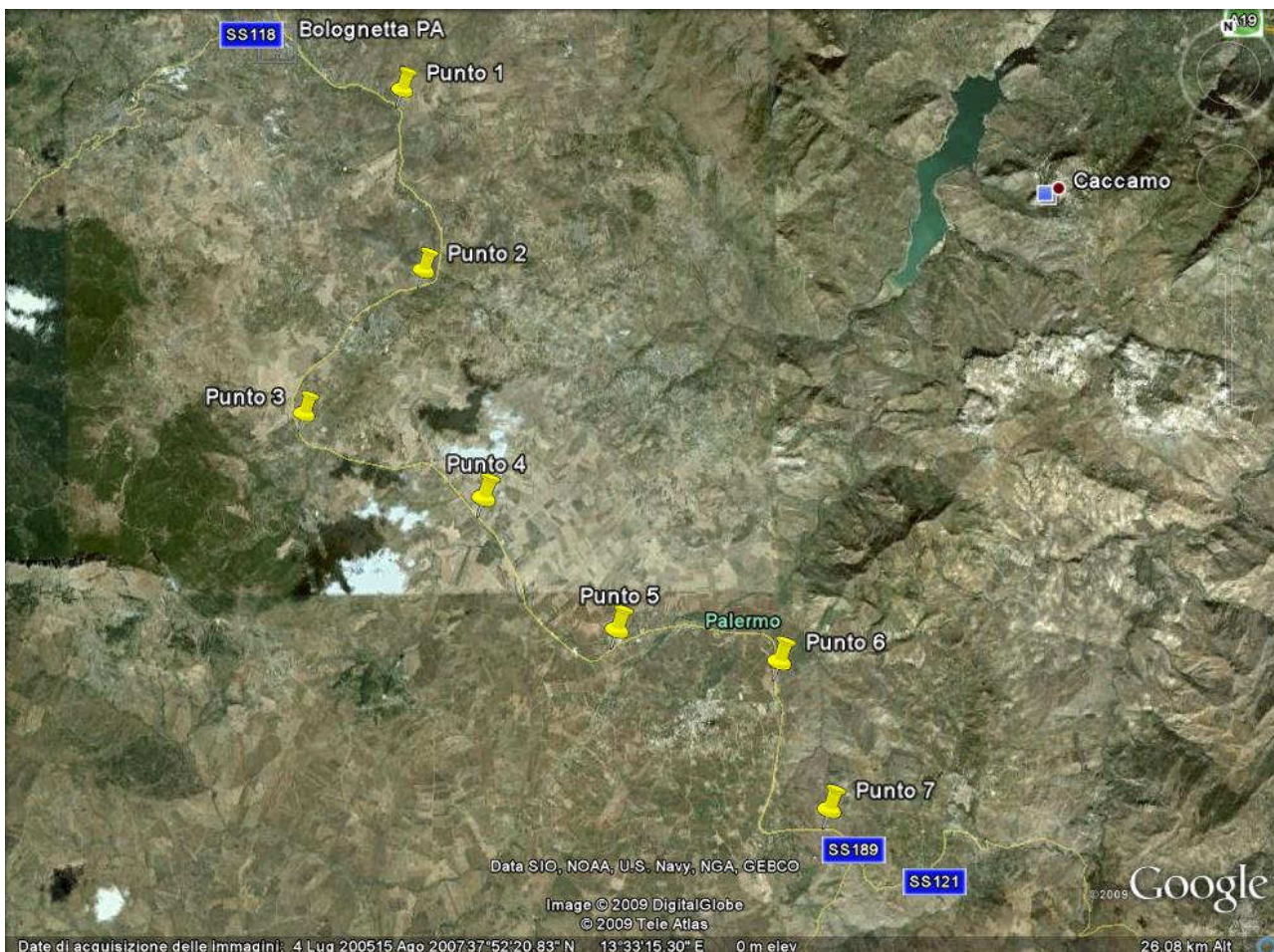
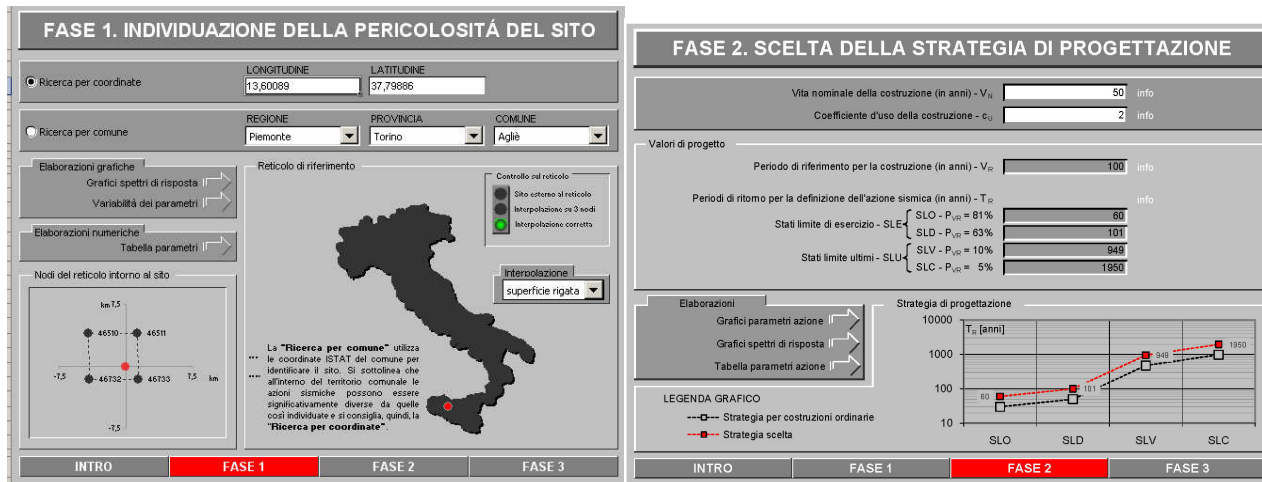


Figura 2 Localizzazione tracciato

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+107.67 e km 32+118.67 verrà realizzato il muro di sostegno OS48 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 2 che viene realizzato in affiancamento al Viadotto Montagnola 2 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 3.90 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 $(1 - \sin \varphi')$;

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.

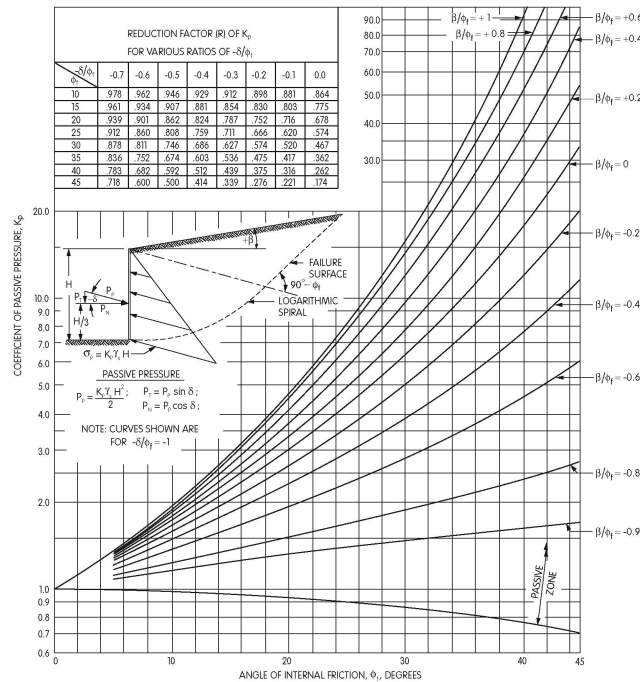


Figura 7.a – Calcolo dei coefficienti di spinta

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	LAP
Peso di volume	γ [kN/m ³]	20	20	21
Coesione drenata	c' [kPa]	0	5	20
Angolo di resistenza al taglio	φ' [°]	38	26	28
Modulo elastico di primo carico	E_{vc} [MPa]	15	25	80
Modulo elastico in scarico-ricarico	E_{ur} [MPa]	45	75	240

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. § 0).

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 (nastri-forme, ...).

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 kh 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 2,50 mt, tale azione viene pensata agente sul limite dell'opera a presso della spalla (situazione più gravosa) e considerata tale diffusione pertanto interessante 2,50 mt di paramento. L'azione agente a ml di paratia ad altezza cordolo testa palo sarebbe pari a 100 kN / 2,50 mt, pari a 40 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 = 3.90 m

Opera di sostegno	Paratia di pali Ø=1000 mm – interasse 1.20 m
Altezza totale paratia	H = 12.70m
Stratigrafia di calcolo	RIL da 0.00 m p.c. fino a -3.90 m p.c.
	LSA da -3.90 m p.c. a -15.30 m p.c.
	LAPIDEO oltre -15.30 m p.c.
Fondo scavo	- 3.90 m da p.c.
Falda	- 3.90 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)	-	-	0.36	-	-	
Momento massimo (kNm/m)	222.58	145.34	104.52	-	104.05	447.91
Taglio massimo (kN/m)	64.44	52.02	38.3	-	37.54	113.52
Spinta passiva mobilitata (%)	49	-	-	54	-	37

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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

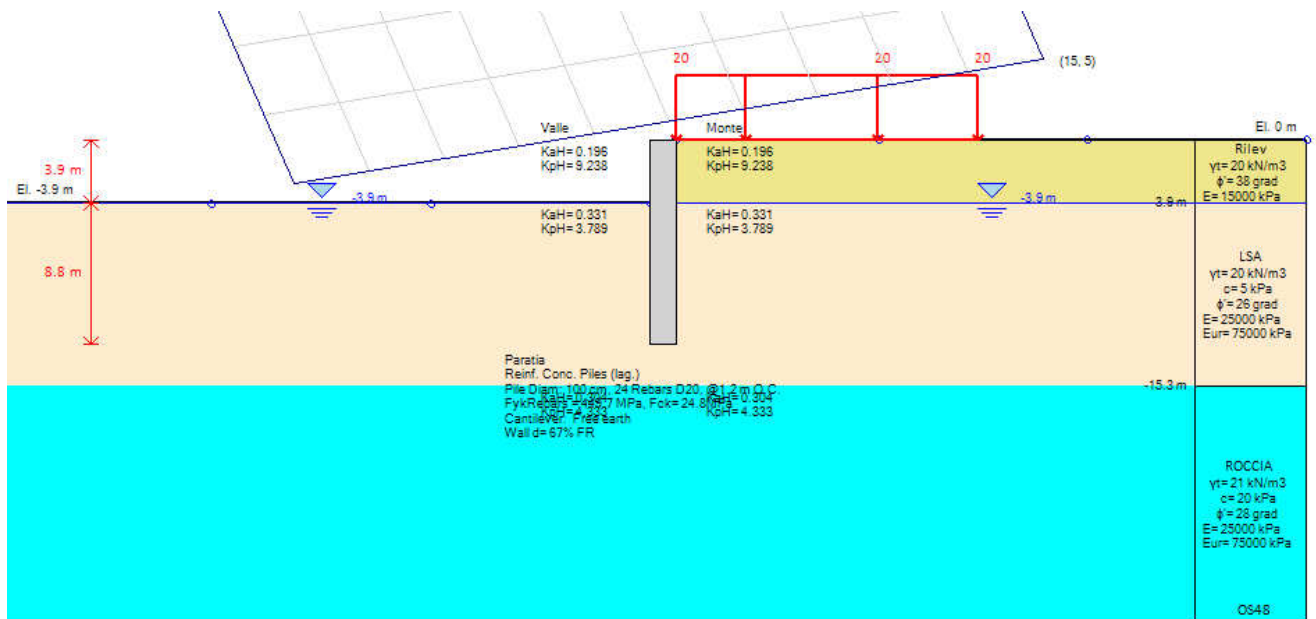


Figura 2 Modello di calcolo – step finale di calcolo

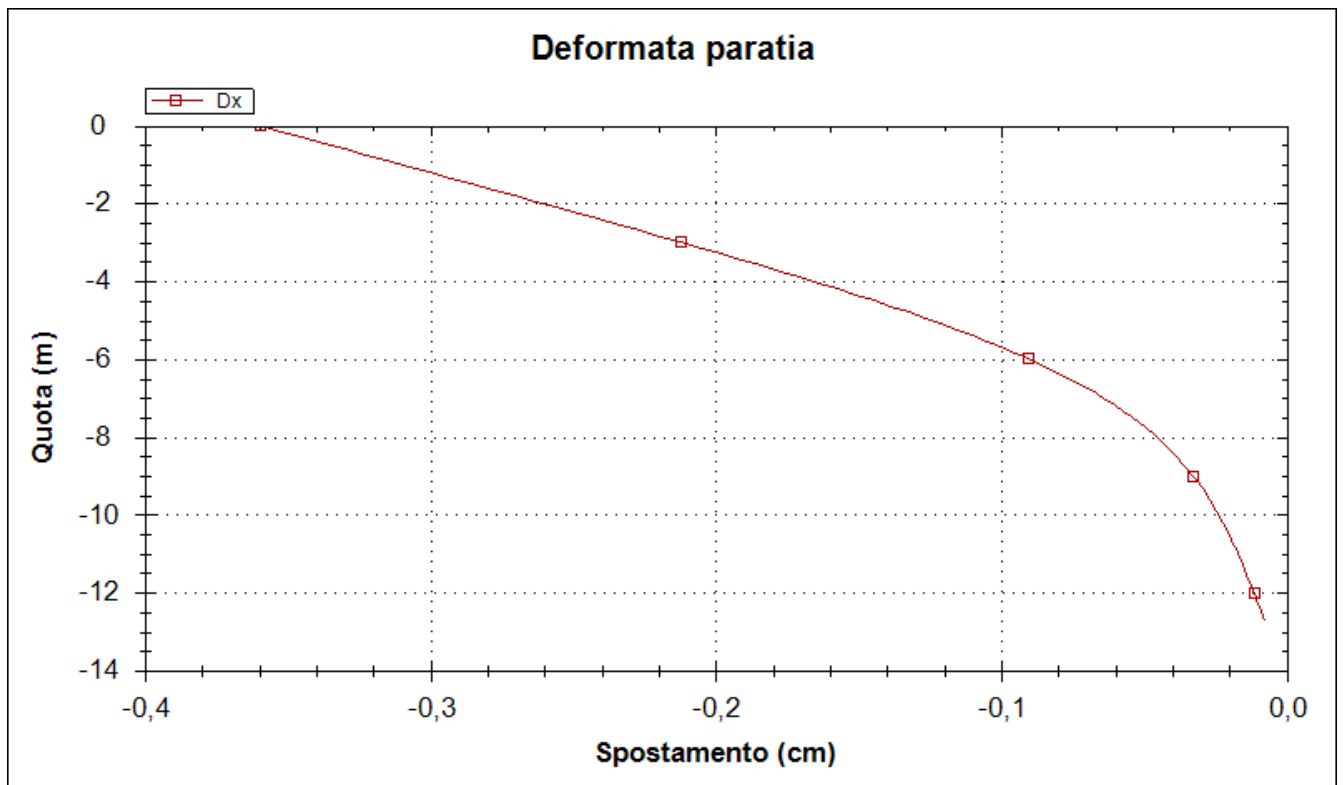


Figura 3 Spostamenti - profondità SLE

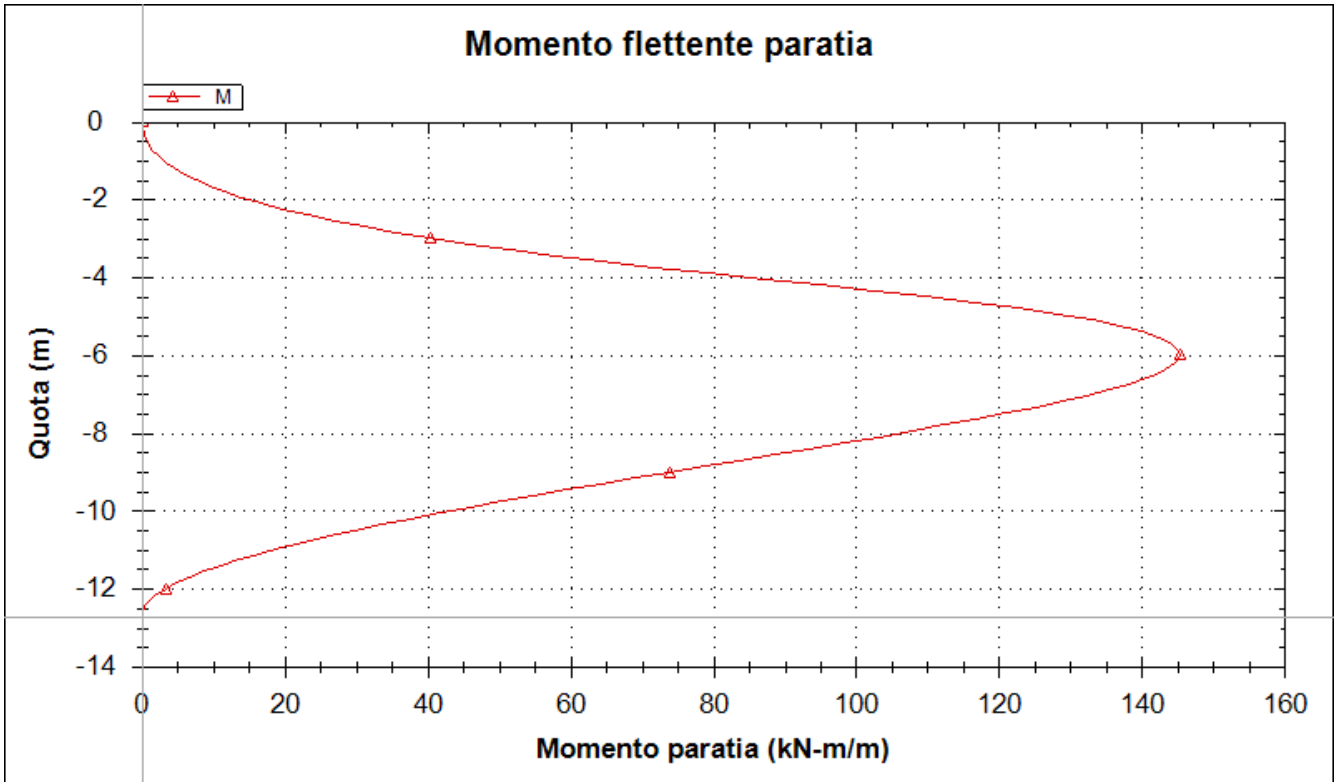


Figura 4 Memento-profondità SLU STR

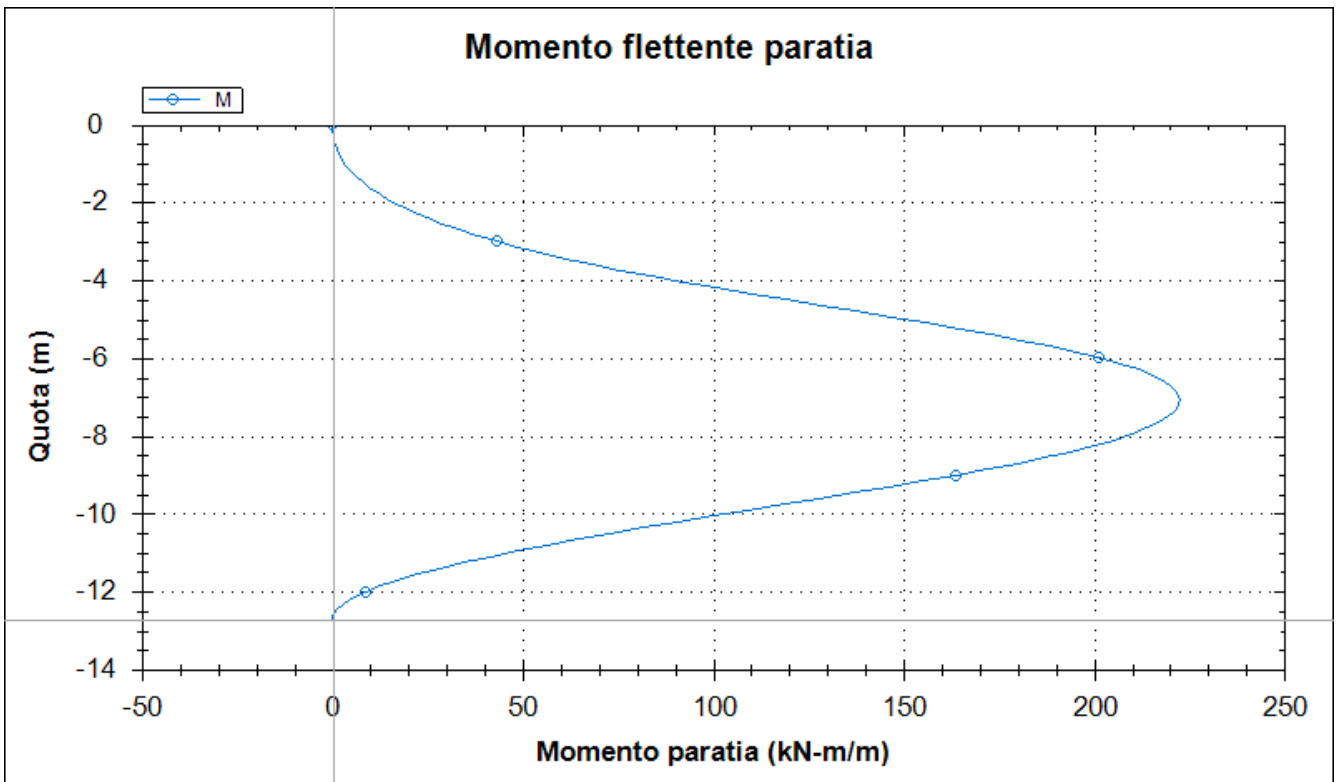


Figura 5 Memento-profondità SLU GEO

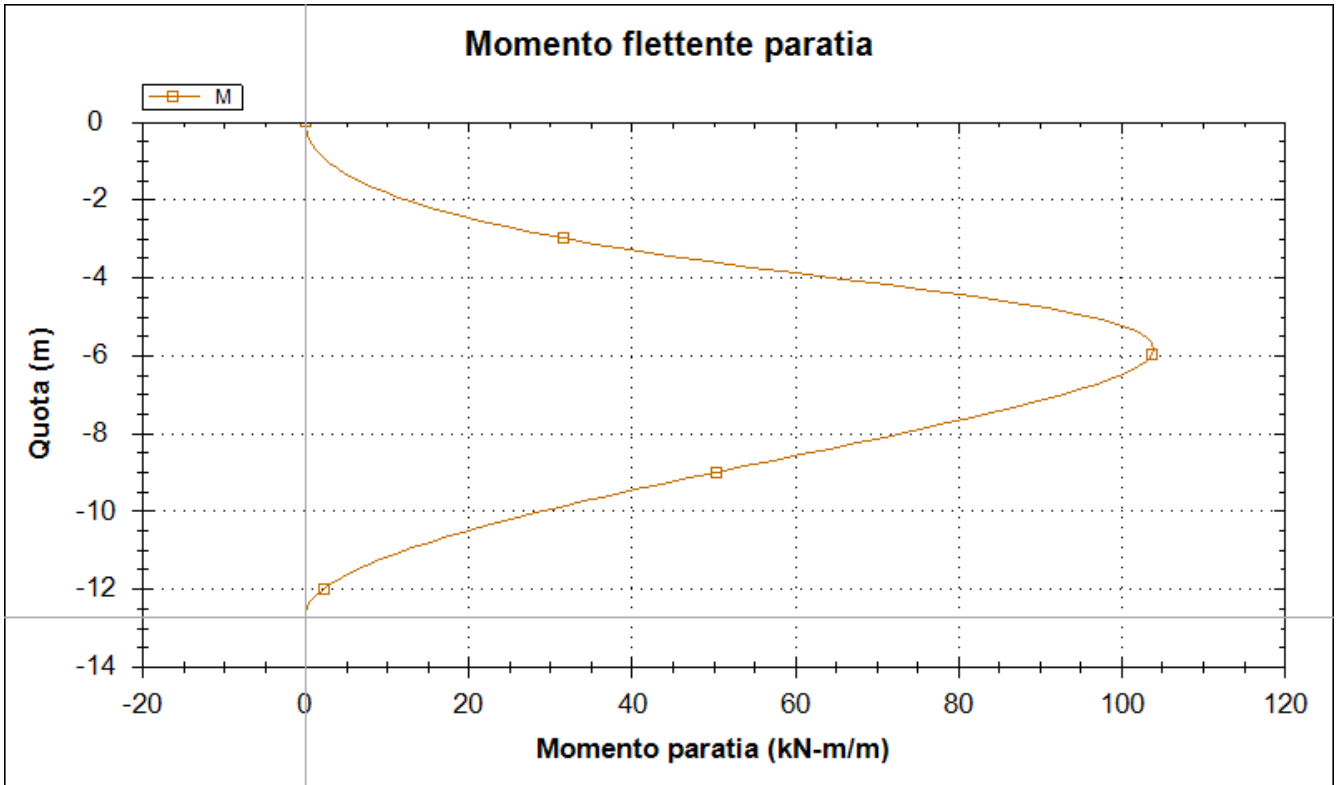


Figura 6 Momento-profondità SISMA STR

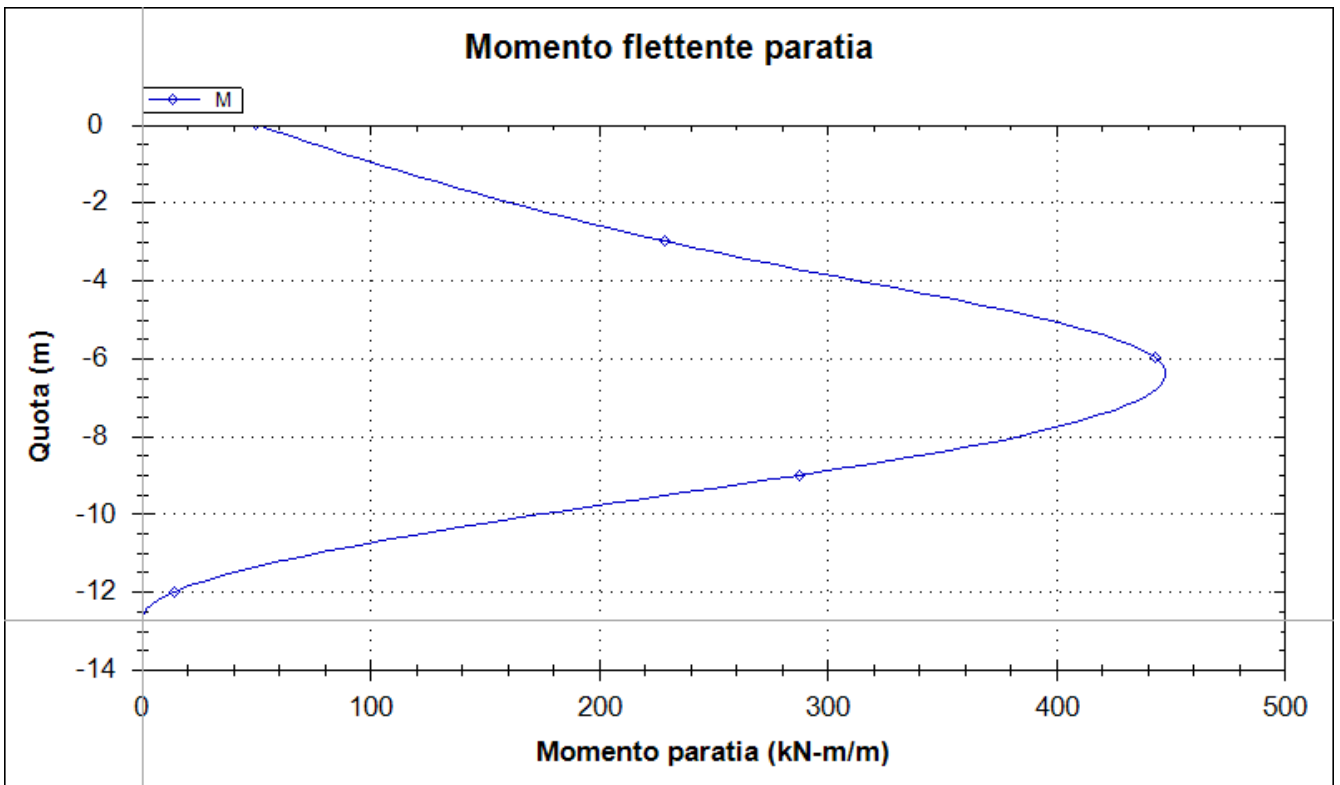


Figura 7 Momento-profondità SLU ECCEZ

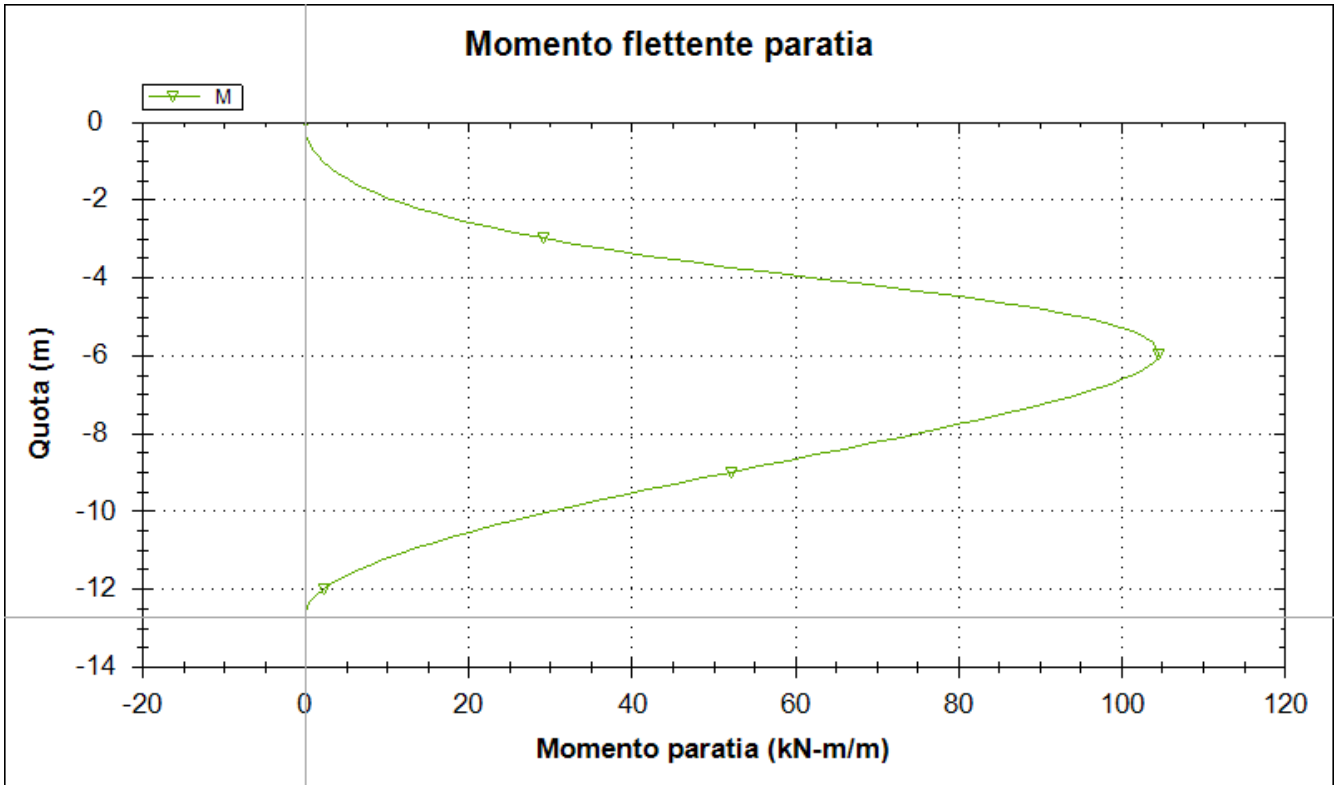


Figura 8 Momento-profondità SLE RARA

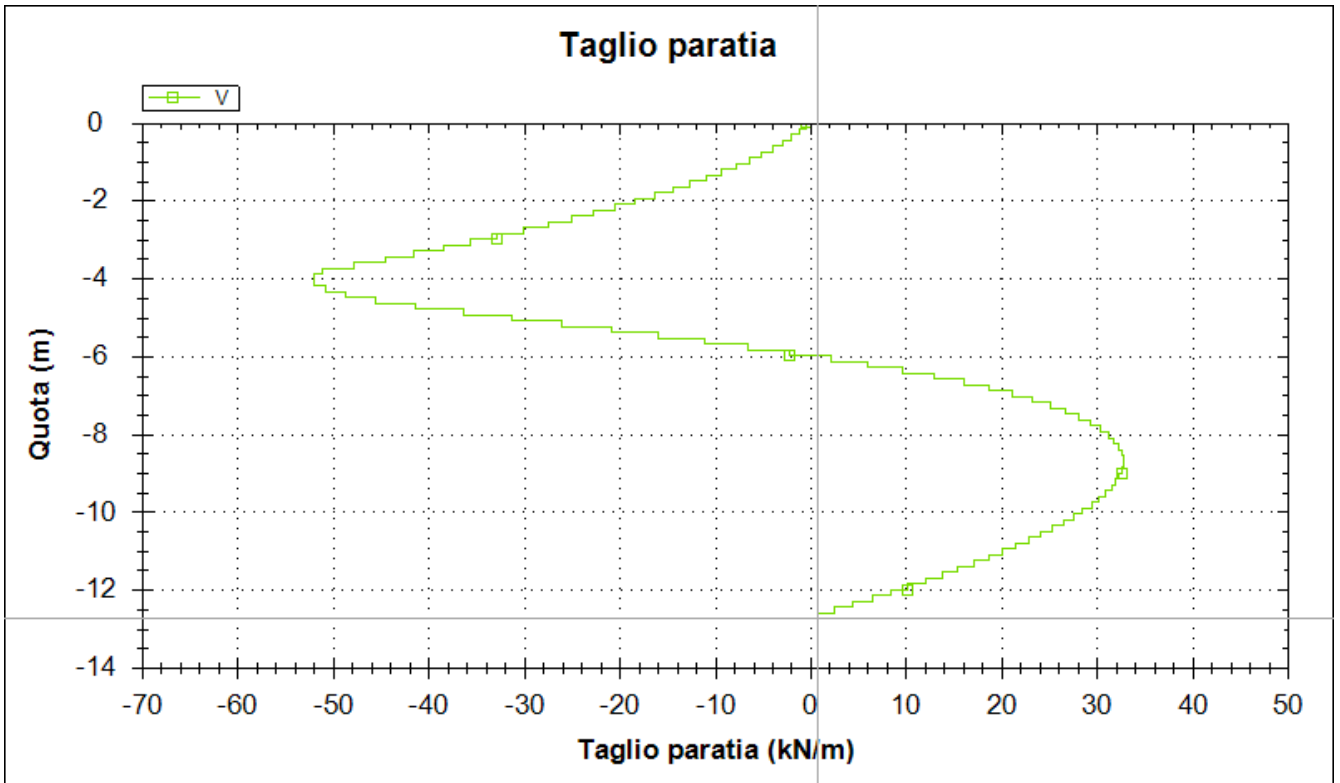


Figura 9 Taglio-profondità SLU STR

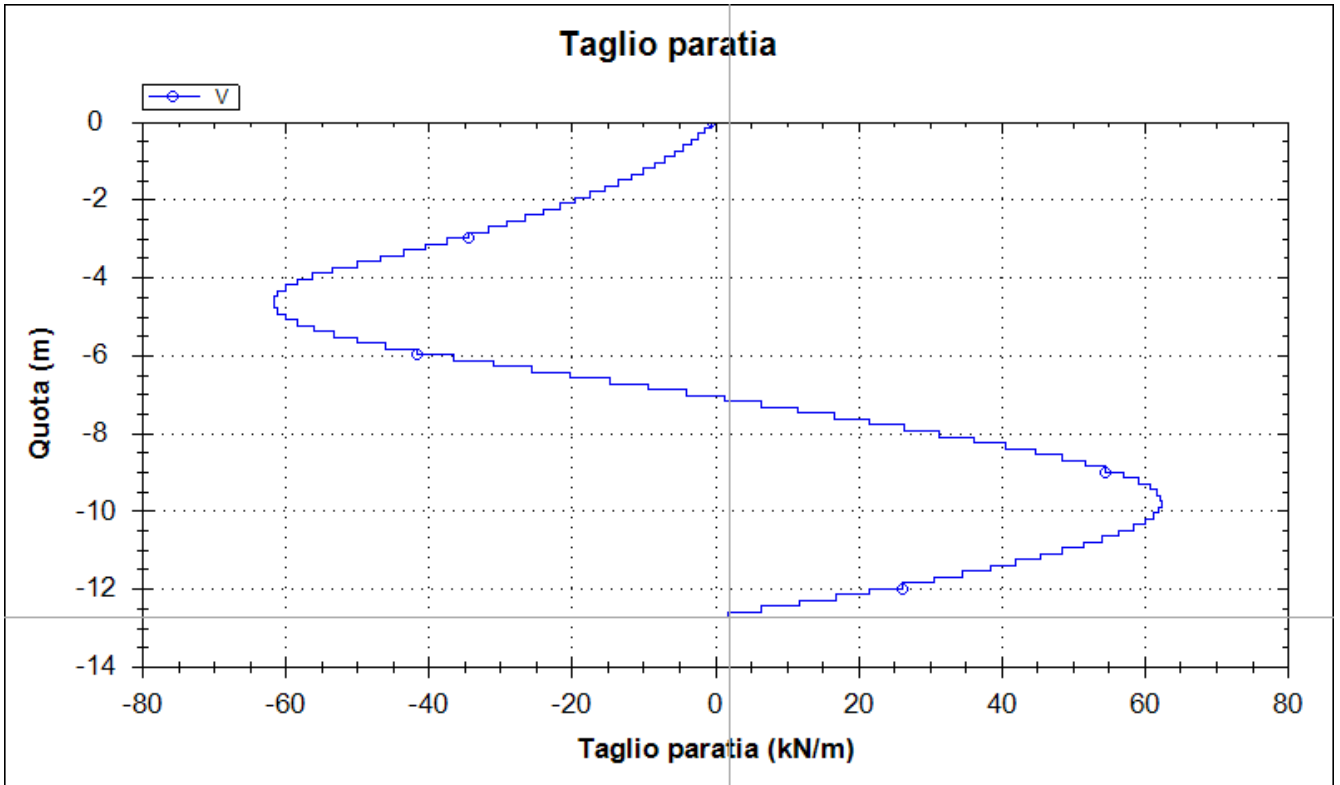


Figura 10 Taglio-profondità SLU GEO

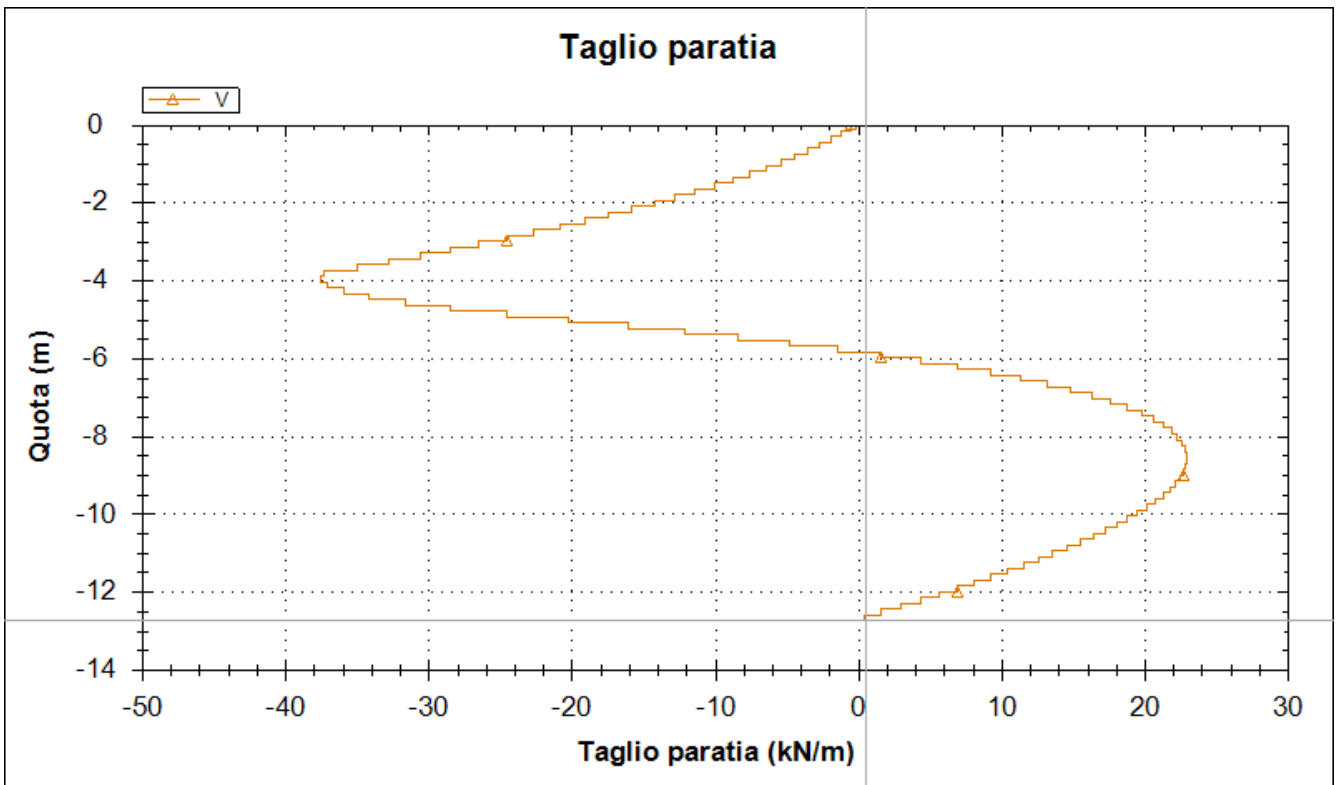


Figura 11 Taglio-profondità SISMA STR

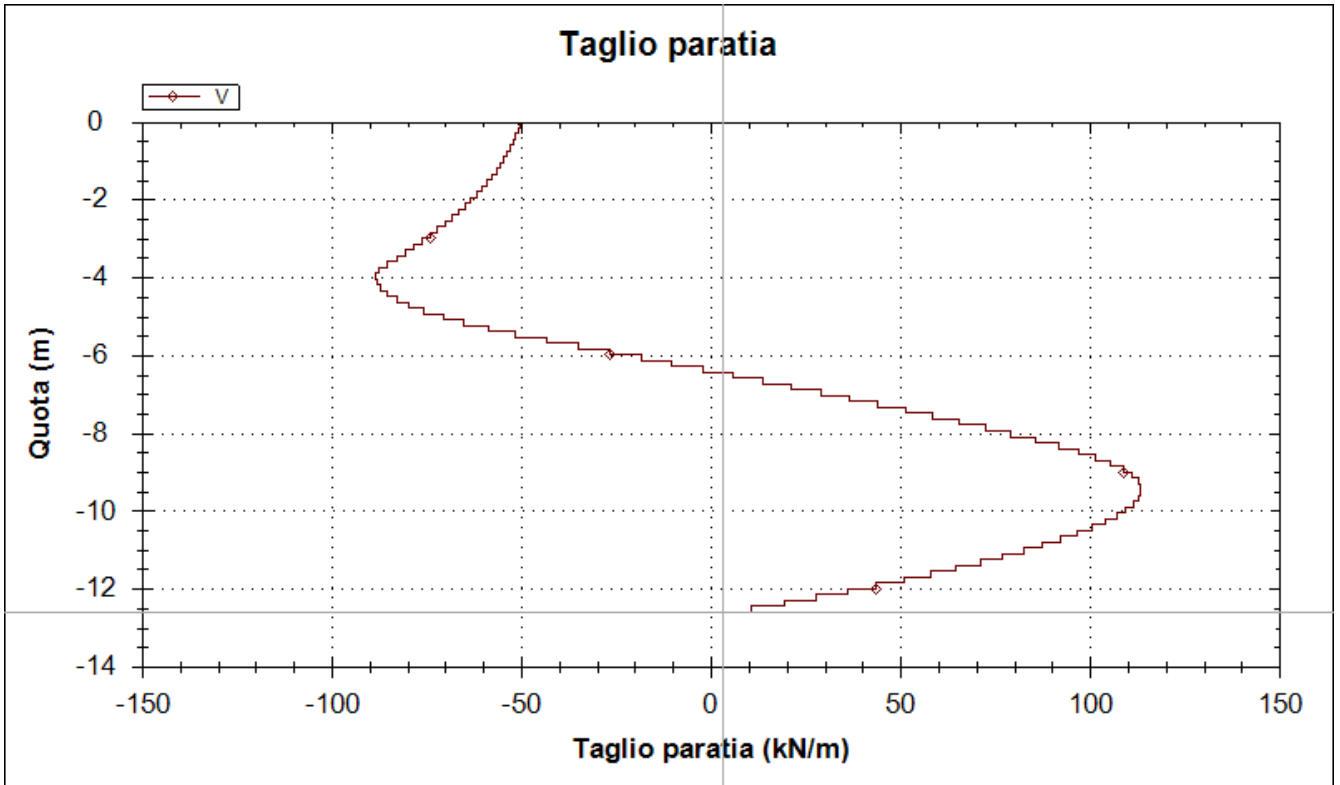


Figura 12 Taglio-profondità SLU ECCEZ

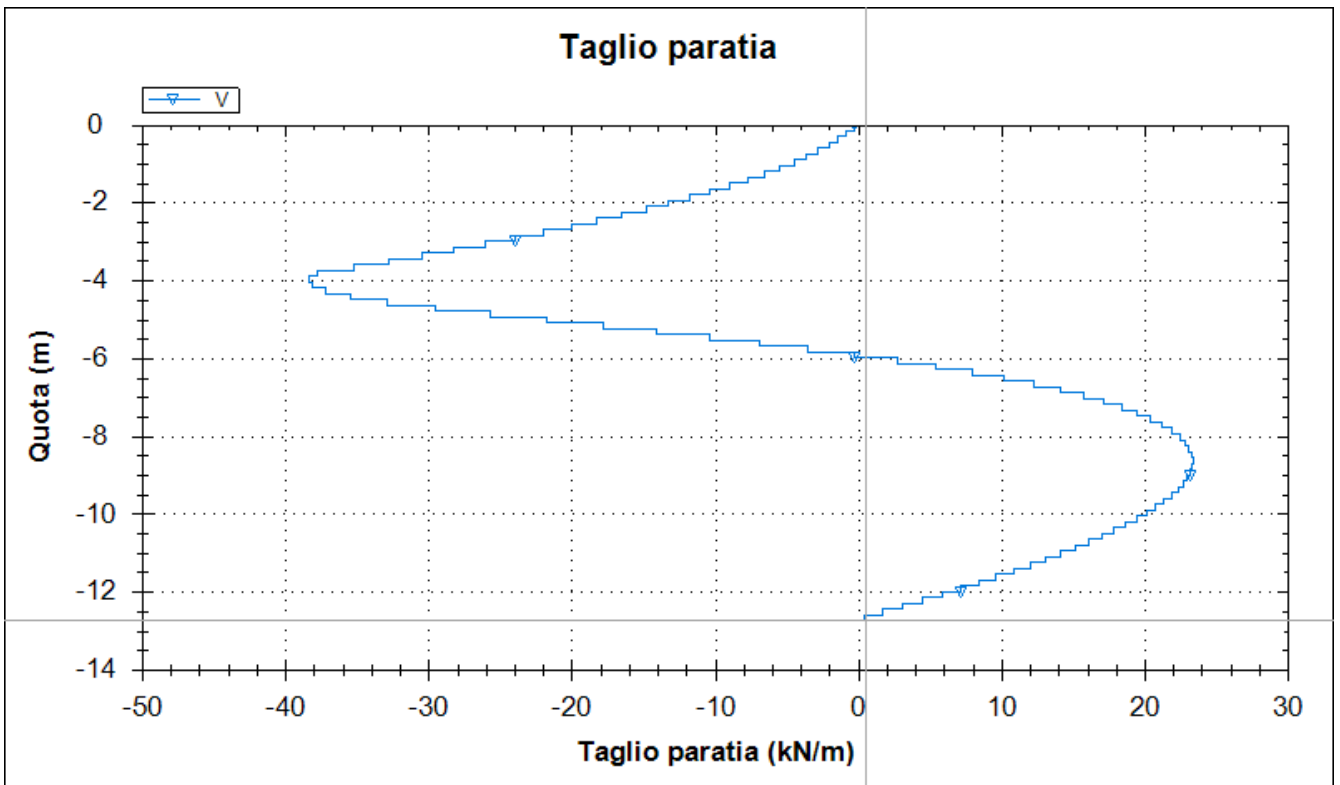
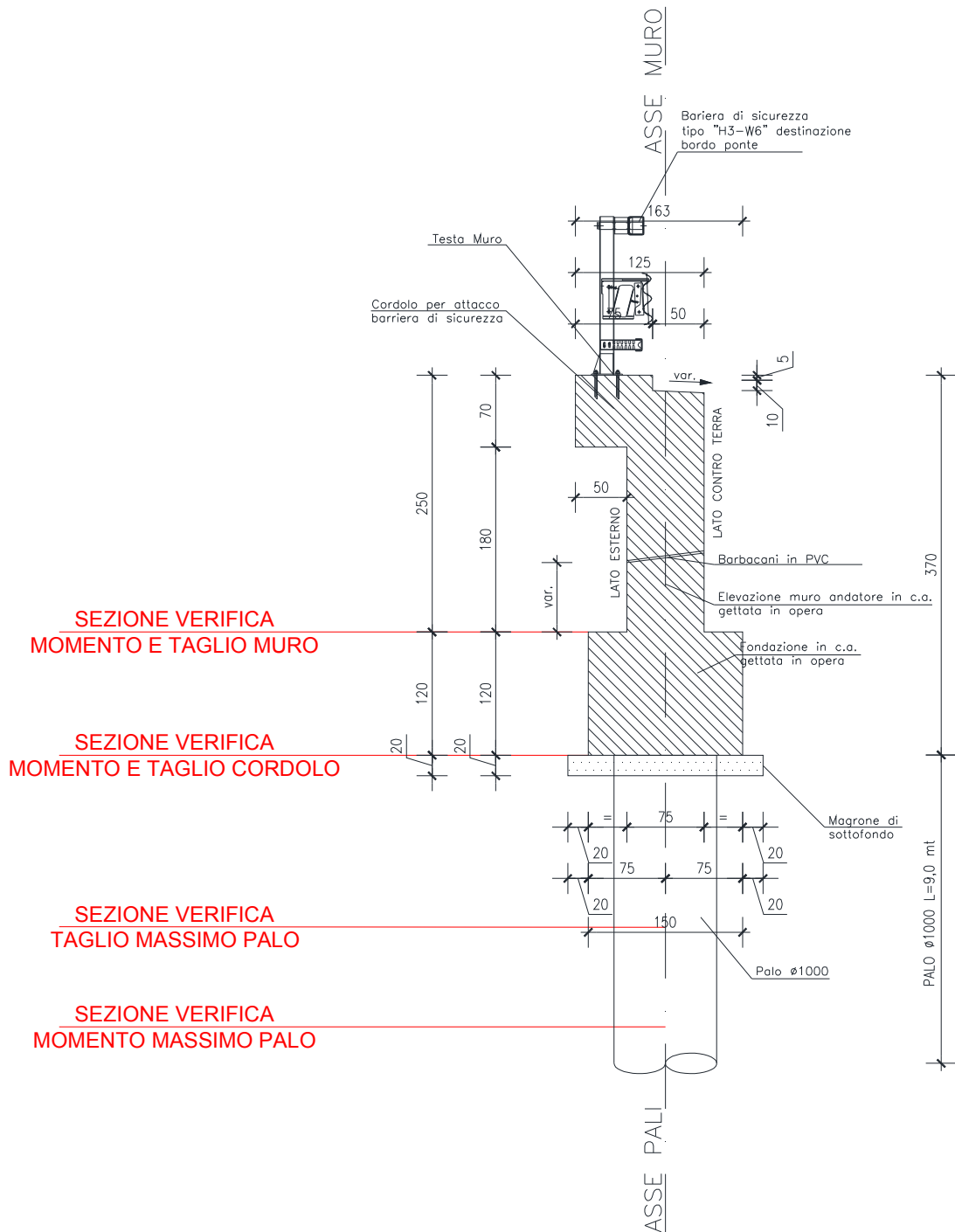


Figura 13 Taglio-profondità SLE RARA

9.2.2 Verifiche strutturali

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



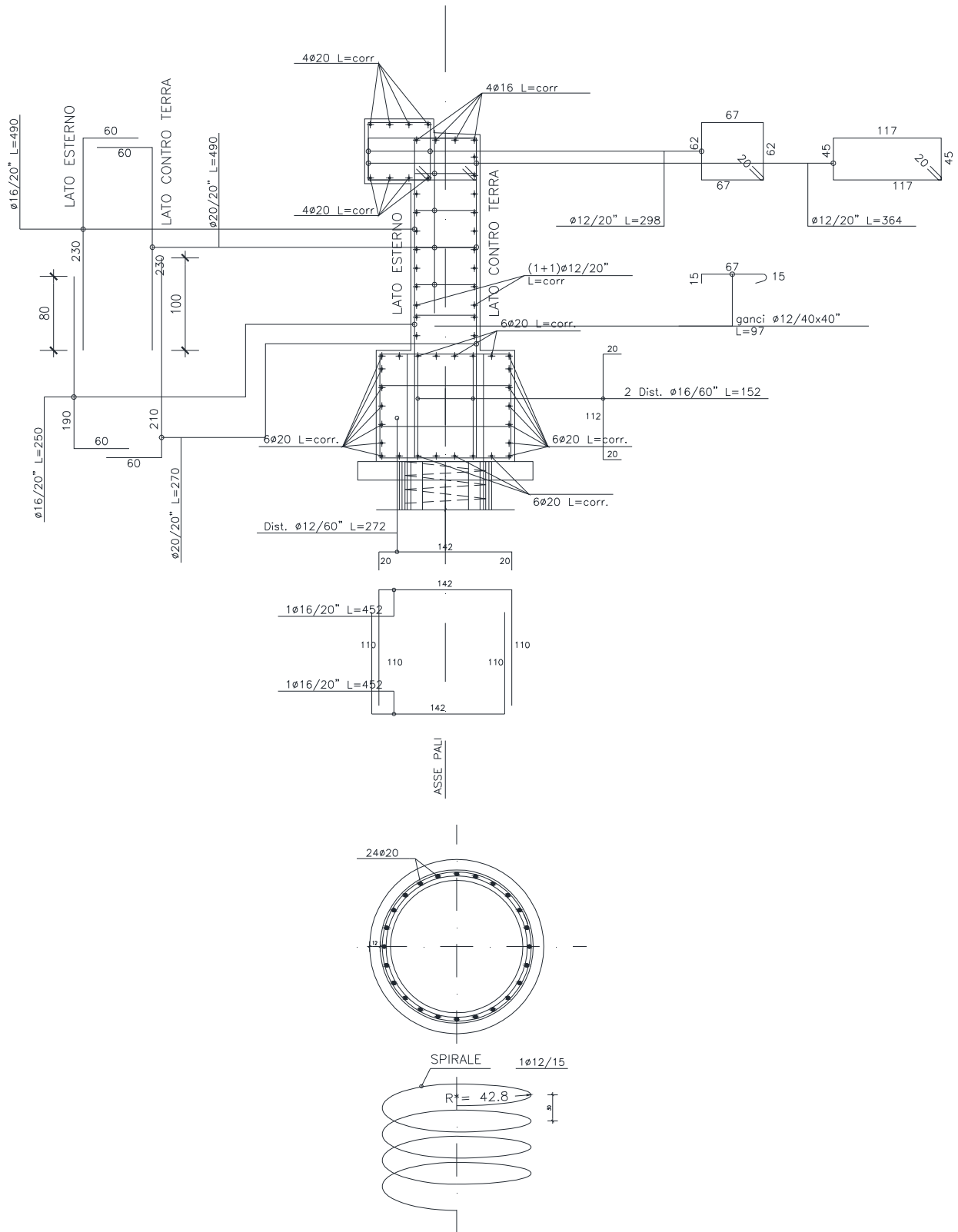
Le sollecitazioni di verifica, per metro di lunghezza sul muro in c.a. e sul cordolo testa pali e per singolo palo, sono di seguito riportate.

momento					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
base muro	27	29	21	19	197
base cordolo	72	76	55	52	290
	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo
palo	174	267	125	125	537
taglio					
verifica	A1+M1+R1	A2+M2+R1	SISMA STRU	SLE	URTO
	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
base muro	25	26	19	18	68
base cordolo	48	50	35	35	85
	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo	kN/palo
palo	62	74	45	46	106

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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO



9.2.2.1 base muro

10	Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
11	Base <m> = 1.00
12	Altezza <m> = 0.75
13	
14	
15	Simbologia
16	
17	Caso = Caso di verifica
18	CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
19	TCC = Tipo di combinazione di carico
20	SLU = Stato limite ultimo
21	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
22	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
23	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
24	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
25	SLD = Stato limite di danno
26	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
27	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
28	SLO = Stato limite di operatività
29	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
30	N = Sforzo normale
31	My = Momento flettente intorno all'asse Y
32	Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
33	Nu = Sforzo normale ultimo
34	Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
35	Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
36	Rott. = Tipo di rottura
37	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
38	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
39	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
40	α = Angolo asse neutro a rottura
41	ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
42	TS = Modalità di calcolo sicurezza
43	N/e = N costante ed eccentricità costante
44	My/e = My costante ed eccentricità costante
45	My/N = My e N costante
46	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
47	Mz/N = Mz e N costante
48	Sic. = Sicurezza a rottura
49	AfT = Area di ferro tesa
50	AfC = Area di ferro compressa
51	σ_c = Tensione nel calcestruzzo
52	σ_f = Tensione nel ferro
53	c = Ricoprimento dell'armatura
54	s = Distanza minima tra le barre
55	K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
56	s_{rm} = Distanza media tra le fessure
57	Φ = Diametro della barra
58	A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
59	$A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
60	σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
61	σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
62	ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
63	Wk = Apertura delle fessure
64	Ty = Taglio in dir. Y
65	Tz = Taglio in dir. Z
66	bw = Larghezza membratura resistente al taglio
67	Asw = Area armatura trasversale
68	Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
69	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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

70 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
71 Tipo = Tipo di verifica effettuata
72 Sez. = Numero della sezione
73 B = Base
74 H = Altezza
75 Cf = Copriferro
76 Cls = Tipo di calcestruzzo
77 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
78 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
79 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
80 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
81 Acc. = Tipo di acciaio
82 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
83 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio
84
85 Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati
86
87

Sez.	Tipo	B	H	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Acc.	Fyk			
88		<cm>	<cm>	<cm>		<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>		<daN/cmq>			
89		<daN/cmq>												
90	1 R	100.00	75.00	6.20	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00			
91		3913.04												
92	Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali													
93														
94	Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ϵ_c	TS	Sic.
95				<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
96														
97	1	SLU	0.00	2700.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	15.221	
98	2	SLU	0.00	2900.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	14.171	
99	3	SLU	0.00	2100.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	19.570	
100	4	SLU	0.00	19700.00	0.00	7.81E-003	41096.50	-9.65E-005	1-2	180.00	-1.86	N/e	2.086	
101														
102	Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglienti													
103														
104	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu
105		<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>	<daN>	<daN>		<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>
106		<daN>	<daN>											
107	1	0.00	2500.00	1.00	7.07	2500.00	255567.00	17176.70	2	0.00	2600.00	1.00	7.07	
108	3	0.00	1900.00	1.00	7.07	1900.00	255567.00	17176.70	4	0.00	6800.00	1.00	7.07	
109														
110	Verifiche stato limite d'esercizio													
111														
112	Caso	My	AfT	AfC	σ_c	σ_f								
113		<daNm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>								
114														
115	5	1900.00	15.71	10.05	3.53	189.37								
116														
117	Verifiche stato limite di formazione delle fessure													
118														
119	Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	s_{rm}	Φ	A_s	$A_{c\ eff}$	σ_s
120				<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>
121				<daN/cmq>	<mm>									
122	5	SLE Q	0.00	1900.00	0.00	50.00	223.89	0.18	315.95	20.00	15.71	1837.70		189.37
123				3556.76	0.04	0.02								
124	Verifiche principali													
125														

126	Caso	Tipo
127	-----	
128	4 SLU N cost - min. sic.,SLU Taglio - min. sic. c.a.,SLU Taglio - min. sic. acciaio	
129	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	
130		

130.1.1.1 base cordolo

131	Sezione: Rettangolare - Dati geometrici della sezione
132	Base <m> = 1.00
133	Altezza <m> = 1.20
134	
135	
136	Simbologia
137	
138	Caso = Caso di verifica
139	CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
140	TCC = Tipo di combinazione di carico
141	SLU = Stato limite ultimo
142	SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
143	SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
144	SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
145	SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
146	SLD = Stato limite di danno
147	SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
148	SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
149	SLO = Stato limite di operatività
150	SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
151	N = Sforzo normale
152	My = Momento flettente intorno all'asse Y
153	Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
154	Nu = Sforzo normale ultimo
155	Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
156	Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
157	Rott. = Tipo di rottura
158	1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
159	2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
160	3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
161	α = Angolo asse neutro a rottura
162	ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
163	TS = Modalità di calcolo sicurezza
164	N/e = N costante ed eccentricità costante
165	My/e = My costante ed eccentricità costante
166	My/N = My e N costante
167	Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
168	Mz/N = Mz e N costante
169	Sic. = Sicurezza a rottura
170	AfT = Area di ferro tesa
171	AfC = Area di ferro compressa
172	σ_c = Tensione nel calcestruzzo
173	σ_f = Tensione nel ferro
174	c = Ricoprimento dell'armatura
175	s = Distanza minima tra le barre
176	K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
177	s_{rm} = Distanza media tra le fessure
178	Φ = Diametro della barra
179	A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
180	$A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace
181	σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
182	σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
183	ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)

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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

184 Wk = Apertura delle fessure
 185 Ty = Taglio in dir. Y
 186 Tz = Taglio in dir. Z
 187 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 188 Asw = Area armatura trasversale
 189 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 190 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 191 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 192 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 193 Sez. = Numero della sezione
 194 B = Base
 195 H = Altezza
 196 Cf = Copriferro
 197 Cls = Tipo di calcestruzzo
 198 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 199 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 200 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 201 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 202 Acc. = Tipo di acciaio
 203 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 204 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio
 205
 206 Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati
 207
 208 Sez. Tipo B H Cf Cls Fck Fctk Fcd Fctd Acc. Fyk
 Fyd
 209 <daN/cmq> <cm> <cm> <cm> <daN/cmq> <daN/cmq> <daN/cmq> <daN/cmq> <daN/cmq>
 <daN/cmq>
 210 -----
 211 3 R 100.00 120.00 6.40 C28/35 290.50 19.84 164.62 13.23 B450C 4500.00
 3913.04
 212
 213 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali
 214
 215 Caso CC TCC N My Mz Nu Myu Mzu Rott. α ϵ_c TS Sic.
 216 <daN> <daNm> <daNm> <daN> <daNm> <daNm> <grad>
 217 -----
 218 1 SLU 0.00 7200.00 0.00 0.08 44106.50 1.43E-005 1-2 180.00 -1.05 N/e 6.126
 219 2 SLU 0.00 7600.00 0.00 0.08 44106.50 1.43E-005 1-2 180.00 -1.05 N/e 5.803
 220 3 SLU 0.00 5400.00 0.00 0.08 44106.50 1.43E-005 1-2 180.00 -1.05 N/e 8.168
 221 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
 222
 223 Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti
 224
 225 Caso Ty Tz bw Asw Vsdu VRcd VRsd Caso Ty Tz bw Asw Vsdu
 VRcd VRsd
 226 <daN> <daN> <daN> <m> <cmq> <daN> <daN> <daN> <daN> <daN> <daN> <m> <cmq> <daN>
 <daN> <daN>
 227 -----
 228 1 0.00 4800.00 1.00 20.11 4800.00 422242.00 80722.00 2 0.00 5000.00 1.00 20.11
 5000.00 422242.00 80722.00
 229 3 0.00 3500.00 1.00 20.11 3500.00 422242.00 80722.00 4 0.00 8500.00 1.00 20.11
 8500.00 422242.00 80722.00
 230
 231 Verifiche stato limite d'esercizio
 232
 233 Caso My AfT AfC σ_c σ_f
 234 <daNm> <cmq> <cmq> <daN/cmq> <daN/cmq>
 235 -----
 236 5 5200.00 10.05 10.05 5.28 476.63
 237
 238 Verifiche stato limite di formazione delle fessure
 239
 240 Caso CC TCC N My Mz c s K3 s_{rm} Φ A_s $A_{c\ eff}$ σ_s
 σ_{sr} ϵ_{sm} Wk
 241 <daN/cmq> <daN> <daNm> <daNm> <mm> <mm> <mm> <mm> <cmq> <cmq> <daN/cmq>
 <daN/cmq> <mm>

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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

242	-----												
243	5	SLE Q	0.00	5200.00	0.00	52.00	221.93	0.21	349.63	16.00	10.05	1475.51	476.63
			7940.81	0.09	0.06								
244	-----												
245	Verifiche principali												
246	-----												
247	Caso											Tipo	
248	-----												
249	4	SLU N cost - min. sic.,SLU Taglio - min. sic. c.a.,SLU Taglio - min. sic. acciaio											
250	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											

250.1.1.1 palo

- 251 Sezione: Circolare - Dati geometrici della sezione
- 252 Raggio <m> = 0.50
- 253
- 254
- 255 Simbologia
- 256
- 257 Caso = Caso di verifica
- 258 CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
- 259 TCC = Tipo di combinazione di carico
- 260 SLU = Stato limite ultimo
- 261 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)
- 262 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
- 263 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
- 264 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
- 265 SLD = Stato limite di danno
- 266 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita
- 267 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso
- 268 SLO = Stato limite di operatività
- 269 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco
- 270 N = Sforzo normale
- 271 My = Momento flettente intorno all'asse Y
- 272 Mz = Momento flettente intorno all'asse Z
- 273 Nu = Sforzo normale ultimo
- 274 Myu = Momento ultimo intorno all'asse Y
- 275 Mzu = Momento ultimo intorno all'asse Z
- 276 Rott. = Tipo di rottura
- 277 1-2 = Rott. acciaio: $\epsilon_Y = \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
- 278 2-3 = Rott. cls: $\epsilon_Y < \epsilon_{Yd}$, $\epsilon_C = \epsilon_{Cu}$
- 279 3-4 = Rott. cls: $\epsilon_{C0} < \epsilon_C < \epsilon_{Cu}$
- 280 α = Angolo asse neutro a rottura
- 281 ϵ_C = Deformazione nel calcestruzzo (*1000)
- 282 TS = Modalità di calcolo sicurezza
- 283 N/e = N costante ed eccentricità costante
- 284 My/e = My costante ed eccentricità costante
- 285 My/N = My e N costante
- 286 Mz/e = Mz costante ed eccentricità costante
- 287 Mz/N = Mz e N costante
- 288 Sic. = Sicurezza a rottura
- 289 AfT = Area di ferro tesa
- 290 AfC = Area di ferro compressa
- 291 σ_c = Tensione nel calcestruzzo
- 292 σ_f = Tensione nel ferro
- 293 c = Ricoprimento dell'armatura
- 294 s = Distanza minima tra le barre
- 295 K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
- 296 s_{rm} = Distanza media tra le fessure
- 297 Φ = Diametro della barra
- 298 A_s = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
- 299 $A_{c\ eff}$ = Area di calcestruzzo efficace

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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 - RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

- 300 σ_s = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
 301 σ_{sr} = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
 302 ϵ_{sm} = Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
 303 Wk = Apertura delle fessure
 304 Ty = Taglio in dir. Y
 305 Tz = Taglio in dir. Z
 306 bw = Larghezza membratura resistente al taglio
 307 Asw = Area armatura trasversale
 308 Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo
 309 VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo
 310 VRsd = Taglio ultimo lato armatura
 311 Tipo = Tipo di verifica effettuata
 312 Sez. = Numero della sezione
 313 R = Raggio
 314 Cf = Copriferro
 315 Cls = Tipo di calcestruzzo
 316 Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
 317 Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
 318 Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
 319 Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
 320 Acc. = Tipo di acciaio
 321 Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
 322 Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

323

324 Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

325

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>
329	2 Cir.	50.00	6.20	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

330

331 Verifiche stato limite ultimo per tensioni normali

332

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	Nu	Myu	Mzu	Rott.	α	ϵ_c	TS	Sic.
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<daN>	<daNm>	<daNm>		<grad>			
336	1	SLU	0.00	17500.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	6.539
337	2	SLU	0.00	27000.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	4.238
338	3	SLU	0.00	12300.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	9.304
339	4	SLU	0.00	54000.00	0.00	7.81E-003	114436.00	-2.80E-003	2-3	180.00	-3.50	N/e	2.119

340

341 Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

342

Caso	Ty	Tz	bw	Asw	Vsdu	VRcd	VRsd	Caso	Ty	Tz	bw	Asw	
	<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	<daN>	<daN>	<daN>		<daN>	<daN>	<m>	<cmq>	
346	1	0.00	6200.00	0.70	10.66	6200.00	244343.00	35298.90	2	0.00	7400.00	0.70	10.66
347	3	0.00	4500.00	0.70	10.66	4500.00	244343.00	35298.90	4	0.00	10600.00	0.70	10.66

348

349 Verifiche stato limite d'esercizio

350

Caso	My	AfT	AfC	σ_c	σ_f	
	<daNm>	<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>	<daN/cmq>	
354	5	12600.00	47.12	28.27	19.15	622.62

355

356 Verifiche stato limite di formazione delle fessure

357

Caso	CC	TCC	N	My	Mz	c	s	K3	ϵ_{rm}	Φ	A_s	$A_{c\ eff}$	σ_s
			<daN>	<daNm>	<daNm>	<mm>	<mm>		<mm>		<cmq>	<cmq>	<daN/cmq>
359													

```

360 -----
-----
361      5      SLE Q  0.00 12600.00      0.00 49.26 114.86 0.13 190.43 20.00 47.12 3248.63      622.62
      1964.98 0.12  0.04
362
363 Verifiche principali
364
365 Caso
366 -----
-----
367      4 SLU N cost - min. sic.,SLU Taglio - min. sic. c.a.,SLU Taglio - min. sic. acciaio
368      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

```

368.1.1 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	2.67 > 1.10
Sismica	1.59 > 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

OS48-MURO ANDATORE SX DAL KM 32+107.67 AL KM 32+118.67 – RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO

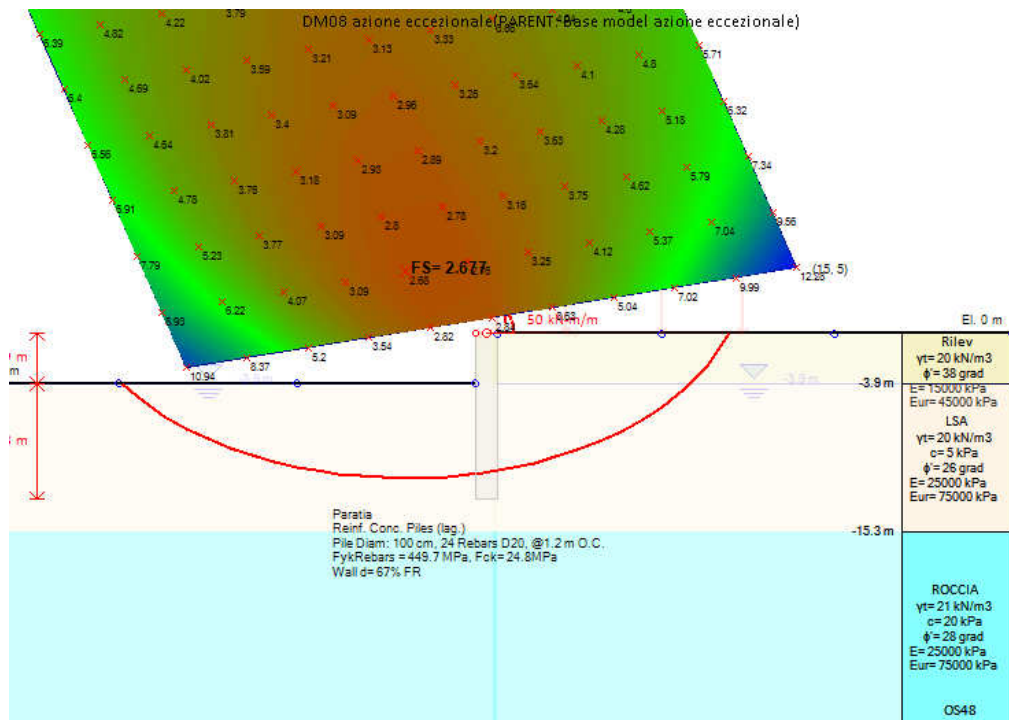


Figura 14 Verifica in condizione statica – superfici analizzate e superficie critica

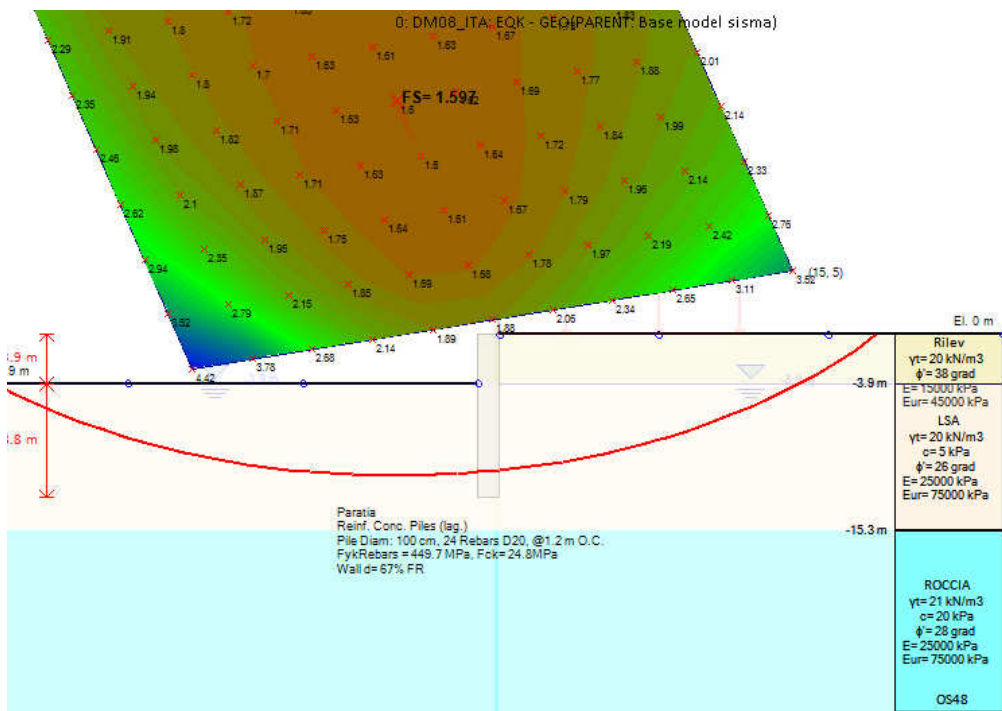


Figura 15 Verifica in condizione sismica – superfici analizzate e superficie critica