

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: SENIGALLIA - ANCONA NORD

PROGETTO ESECUTIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

PARATIA DI CONTRORIPA - MC39 - CARR. SUD

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

spea <i>autostrade</i>	ingegneria europea	IL PROJECT ENGINEER: Ing. Michele Pastorino Ord. Ingg. Savona N.1104	IL DIRETTORE TECNICO : Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N.16492
		RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	RESPONSABILE FUNZIONE "STUDI E PROGETTI"

WBS - Rif. elaborato	DIRETTORIO				FILE		DATA:	REVISIONE						
AU-CS04	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		GIUGNO 2008	n.	data					
MC39-001	1	1	1	4	2	3	0	2	GEI APE	4	9	9		

ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	Geom. Giorgio Perfetti	CONSULENZA:	
ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Federico Carbonaro	COORDINATORE GEOINGEGNERIA:	Ing. Tiziano COLLOTTA - O.I. Lecco N. 122
		RESPONSABILE PROG. SPECIALISTICA:	Ing. Piero BONGIO - O.I. Sondrio N. 538

VISTO DELLA COMMITTENTE

INDICE

1	INTRODUZIONE	3
2	RIFERIMENTI	5
2.1	Normative e raccomandazioni	5
2.2	Documentazione di progetto	5
2.3	Riferimenti bibliografici principali	6
3	QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME	7
3.1	Inquadramento litologico e geotecnico	7
3.2	Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento	9
4	PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE	12
4.1	Problematiche progettuali	12
4.2	Descrizione degli interventi di stabilizzazione	12
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI	14
6	DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE	15
6.1	Determinazione delle azioni di progetto	16
6.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva equivalenti (k_{Aeq})	18
6.3	Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di pali e nei tiranti	19
6.4	Risultati ottenuti	20
6.5	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	21
6.6	Verifica dell'armatura dei tiranti	22
6.7	Verifica dell'armatura dei pali	23
6.8	Verifica della trave di riscontro del 1° ordine di tiranti	27
7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	32

TABELLE	31
FIGURE	33

1 INTRODUZIONE

Il tratto Senigallia-Ancona Nord dell'Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto, compreso tra il km 194+800 ed il km 206+000, è caratterizzato da notevoli criticità geotecniche e diverse sono le problematiche, relative alla stabilità dei pendii attraversati dal tracciato, insorte in passato. L'esperienza maturata in tale tratto ha mostrato lo sviluppo di fenomeni di instabilità locale anche a seguito della realizzazione di rilevati di altezze modeste e di sbancamenti verso monte limitati.

A conferma della generale instabilità dei versanti in questa porzione di territorio, il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) riconosce nella tratta oggetto del presente documento un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3. Ai sensi dell'art. 12, co.3, lett. j) delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del PAI, in tali aree sono consentiti, tra gli altri, *"...la realizzazione ed ampliamento di infrastrutture tecnologiche o viarie, pubbliche o di interesse pubblico, nonché delle relative strutture accessorie..."*. Ai sensi del comma 5 del medesimo articolo detti interventi sono *"...subordinati ad una verifica tecnica, condotta anche in ottemperanza alle prescrizioni del D.M. L.L.P.P. 11 marzo 1988 volto a dimostrare la compatibilità fra l'intervento, le condizioni di dissesto ed il livello di rischio esistente"*.

Il modello geotecnico sviluppato per il progetto definitivo e l'analisi dei fenomeni di instabilità verificatisi nel passato lungo la tratta, già oggetto di specifici studi, hanno indicato la necessità di intervenire con opere di stabilizzazione ogni qual volta si realizzino sbancamenti di altezza modesta ($\cong 2$ m) o rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m.

Sulla base di tali osservazioni ed in particolare delle esigenze richieste dalle NTA del PAI (art. 12), il progetto di ampliamento è stato sviluppato cercando di limitare al minimo gli allargamenti della sede autostradale verso monte che renderebbero necessari scavi di sbancamento (considerata la maggior sensibilità delle condizioni di stabilità dei versanti a tale intervento), optando per un allargamento asimmetrico del rilevato verso valle.

La presente relazione, redatta in conformità al D.M. 11 marzo 1988, ha per oggetto la verifica strutturale e geotecnica dell'ampliamento alla 3^a corsia dell'Autostrada A14 tra la progressiva km 198+066 e la progressiva km 198+133.

La scelta della tipologia di intervento prevista in progetto deriva, oltre che da specifiche analisi svolte e nel seguito descritte, da considerazioni relative ad interventi analoghi eseguiti in precedenza e risultati efficaci.

Si specifica che si è ritenuto di non dover procedere a verifiche di stabilità globale del versante ma solo della porzione direttamente interessata dall'alterazione dell'equilibrio generato dall'allargamento, verificando il grado di stabilità delle possibili superfici di rottura che hanno come limite di monte la larghezza della carreggiata stradale. Si ritiene, infatti, non congruente con i fenomeni che avvengono a scala di versante che eventuali fenomeni gravitativi particolarmente estesi e profondi, in grado di interessare una porzione di pendio più ampia di quella considerata, siano innescati o aggravati dal limitato allargamento della sede autostradale in progetto.

L'area di studio ricade nel comune di Senigallia (AN), classificato come zona sismica 2, in accordo all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274.

2 RIFERIMENTI

2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Legge 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato.”
- 2.1.2 D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.”
- 2.1.3 D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”
- 2.1.4 Circolare 156 del 04.07.1996 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”
- 2.1.5 D.M. 11.03.1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- 2.1.6 Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” (maggio 1993).
- 2.1.7 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274 (G.U. 08.05.03).
- 2.1.8 Regione Marche “Piano stralcio di bacino per l’Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale”. Carta del Rischio Idrogeologico - Tavola RI21 scala 1:25.000.

2.2 Documentazione di progetto

- 2.2.1 Autostrade S.p.A. “Interventi di manutenzione straordinari nella tratta Senigallia-Ancona Nord – Opere di stabilizzazione di dissesti ai km 197+800; 198+350; 199+200; 200+150; 200+900; 201+200; 203+850; 204+450; 205+500”.
- 2.2.2 SPEA Ingegneria Europea “Autostrade A1 – A9 – A14, ampliamento alla terza corsia. Studi specialistici propedeutici alla progettazione definitiva e

SIA. Monografia n. 6. A14-Azioni sismiche di progetto. Valutazione dell'impatto delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche sulle opere all'aperto in ampliamento. Maggio 2004.

Documentazione di progetto "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Elenco elaborati". Novembre 2004.

In particolare:

2.2.3 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geologica e Geomorfologica". Novembre 2004.

2.2.4 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geotecnica". Novembre 2004.

2.2.5 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Opere di presidio – Relazione descrittiva". Novembre 2004.

2.3 Riferimenti bibliografici principali

2.3.1 Lancellotta R., 1993, "Geotecnica" – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.

2.3.2 Bustamante M. e Doix B., 1985, "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985 – Réf. 3047.

2.3.3 Mononobe N., and Matuo H., 1929, "On the determination of earth pressure during earthquakes", Proceedings of World Engineering conference, Vol.9.

2.3.4 Okabe S., 1926, "General theory of earth pressure", Journal, Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1.

2.3.5 Janbu N., 1973, "Slope stability computations", Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.

2.3.6 Ito T. e Matsui T., 1975, "Method to stabilize lateral force acting on stabilizing piles", Soil and Foundations, Vol. 15 n. 4.

3 QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME

3.1 Inquadramento litologico e geotecnico

Sotto il profilo litologico, nella tratta in esame vengono riconosciuti due gruppi principali di depositi, di età compresa tra il Pliocene e l'Olocene (rif. 2.2.3).

In particolare, procedendo dall'unità più recente alla più antica, si possono distinguere:

- successioni continentali quaternarie;
- successioni marine plio-quaternarie, all'interno delle quali è possibile effettuare una suddivisione in “*depositi del ciclo di chiusura*” e “*depositi di avanfossa adriatica*”.

Le successioni continentali quaternarie sono costituite da depositi alluvionali, indicati in rif. 2.2.3 con la sigla **a₂**, affioranti generalmente fino ad una quota di 15÷20m dal fondovalle dei principali corsi d'acqua e costituiti da ghiaie frammiste a sabbie, con intercalazioni di argille, limi e sabbie. In questa unità sono inclusi anche depositi deltizi e di spiaggia, attuali e recenti, costituiti da sabbie quarzose a granulometria medio fine sciolte o debolmente addensate. Lungo i pendii sono talora presenti depositi eluvio-colluviali olocenici, indicati con la sigla **ec**, costituiti prevalentemente da terriccio di colore rossastro generalmente di natura argilloso-sabbiosa.

Le successioni marine plio-quaternarie del ciclo di chiusura, indicate con la sigla **Q_a**, sono costituite prevalentemente da depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni sabbiose.

I depositi pliocenici di avanfossa, indicati con la sigla **P_a**, sono costituiti da argille e limi con sottili intercalazioni sabbiose che raramente superano il decimetro di spessore. Il deposito possiede superficialmente una caratteristica colorazione tra l'avana ed il giallo ocra, indicativa di processi di ossidazione connessi a circolazione idrica epidermica.

Sotto il profilo geotecnico, le unità litologiche presenti nell'area di studio sono state raggruppate in categorie omogenee sulla base delle comuni caratteristiche meccaniche.

In particolare, nella tratta di competenza, sono presenti le seguenti unità geotecniche:

- **A₁** raggruppa tutti i depositi e le alluvioni attuali costituiti da materiali limoso argillosi: **a₂** ed **ec**. Comprende anche le formazioni geologiche **a_{2a}** e **dt** non affioranti lungo la tratta in esame;
- **P₁** raggruppa tutti i depositi plio-pleistocenici limoso argillosi **Q_a** e **P_a**. Per questa categoria geotecnica, in fase di progettazione esecutiva, è stata ritenuta opportuna un'ulteriore suddivisione in due sottounità:

P_{1a} rappresenta la porzione superiore degradata dell'unità **P₁**, sede di dissesti gravitativi in atto o quiescenti. Il decadimento dei parametri di resistenza è in genere riconducibile a processi di completo rammollimento per circolazione idrica negli interstrati sabbiosi ed a fenomeni di rottura progressiva del versante. L'unità è caratterizzata da spessori variabili lungo la tratta, con limite inferiore in genere compreso tra i -6m ed i -12m dal piano campagna. Da un punto di vista litologico comprende depositi limosi e argillosi, a tratti debolmente sabbiosi e/o con intercalazioni sabbiose da millimetriche a centimetriche;

P₁ rappresenta la porzione inferiore dell'unità, raramente affiorante, costituita da argille e argille limose di colore grigio azzurro molto consistenti con intercalazioni millimetriche di sabbie fini.

La caratterizzazione meccanica di queste unità è compiutamente illustrata nella Relazione geotecnica di progetto (rif. 2.2.4), alla quale si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

Nelle tabelle 3.1 e 3.2 in allegato sono richiamati i principali parametri geotecnici di riferimento per le unità **P₁** e **A₁**. I parametri della sottounità **P_{1a}** si ipotizzano per condizioni di completo rammollimento (perdita di coesione intercetta) o per resistenza residua, in caso di dissesti pregressi attivi o quiescenti.

3.2 Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento

L'intervento in progetto ricade interamente nell'area di affioramento dell'unità geotecnica P_1 e della coltre superficiale P_{1a} .

Per la definizione dello schema stratigrafico e geotecnico di calcolo si è fatto riferimento, in aggiunta agli studi ed alle stime di cui al rif. 2.2.4, ai dati di sito e di laboratorio provenienti dalle seguenti indagini:

- sondaggi S5, S19, I2, I4, I7, I9, 1P, 10P effettuati nel quadro degli interventi di consolidamento del dissesto alla progressiva 197+800 (rif. 2.2.1), attrezzati sia per l'esecuzione di misure del livello di falda sia per l'esecuzione di misure inclinometriche.

Per quanto attiene alle condizioni di stabilità morfologica dell'area, gli studi condotti nel quadro del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (rif. 2.1.8) individuano per il sito d'intervento un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3 (cod. F-10-0009).

A conferma della generale instabilità dell'area, si osserva anche che, in un recente passato, alla progressiva km197+800 si è manifestato, per un fronte di circa 200m, un dissesto del corpo autostradale in carreggiata sud con rilevanti lesioni al muro di controripa e alla pavimentazione autostradale che hanno reso necessario un intervento di consolidamento mediante diaframmi in c.a. posti a tergo del muro di sostegno esistente nella zona più direttamente interessata dal dissesto accoppiati ad un sistema di drenaggio sub-orizzontale della falda.

Le misure inclinometriche effettuate in quella circostanza indicano che il movimento gravitativo ha interessato la coltre di copertura lungo una superficie critica di scivolamento ad una profondità, pari a circa -5m da p.c. in corrispondenza dell'inclinometro I11 posto a monte del muro di sostegno esistente.

In relazione alla schematizzazione stratigrafica e geotecnica di progetto, l'assunzione di calcolo adottata, comune alle altre opere di presidio lungo la tratta autostradale, ipotizza la presenza di una coltre superficiale instabile (parte dell'unità P_{1a}) sede di movimenti in atto e/o pregressi. Per le verifiche a lungo

termine, vengono pertanto adottati parametri di resistenza al taglio residua in condizioni drenate: $c' = 0$ e $\phi' = \phi'_r \neq 0$.

Al di sotto di questo intervallo si considera presente uno strato stabile, non interessato da movimenti gravitativi in atto o pregressi di diretta rilevanza per le opere in progetto o, per converso, coinvolto in movimenti gravitativi lenti e profondi a scala di versante, nei riguardi dei quali le opere in progetto non possono assolvere ad alcun contributo di stabilizzazione.

Sulla base delle assunzioni sopra richiamate e dall'analisi dei dati di sito e di laboratorio disponibili anche per aree limitrofe, si ipotizza il seguente schema stratigrafico e geotecnico di calcolo. I valori proposti provengono sia dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi (vedi tabella seguente) sia dalle "back analysis" effettuate lungo superfici di rottura identificate da misure inclinometriche.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Prove
I4	3	9,80-10,30	Taglio diretto, Triassiale UU
I7	3	10,00-10,60	Triassiale UU
I9	3	10,50-11,00	Taglio diretto, Triassiale UU
1P	3	9,00-9,60	Triassiale UU
10P	3	10,00-10,40	Taglio diretto

Terreni di copertura (coltre instabile)

Limite inferiore	$z_1 = -(11) \div -12$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 19 \div 20$	kN/m ³
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$\phi'_r = (12) \div 15$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 0$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 150 \div (250)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 15 \div (20)$	MPa

Terreni di base

Limite inferiore	$z_2 = \text{oltre } -25$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 20 \div 21$	kN/m ³

Parametri di resistenza al taglio drenata di picco:	$\phi'_p = 26 \div (28)$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = (20) \div 30$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 300 \div (400)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 60 \div (65)$	MPa

Il livello di falda assunto nei calcoli è stato ricavato dalle letture nei piezometri installati nei fori dei sondaggi S1, S2, S9, S10 da cui deriva, in corrispondenza dell'opera in progetto, una falda con soggiacenza minima pari a 3,5m dal locale piano campagna.

4 PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

4.1 Problematiche progettuali

L'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale dell'A14 compreso tra le progressive chilometriche 198+066 ÷ 198+133 comporta un allargamento del rilevato esistente verso monte in corrispondenza della carreggiata Sud.

Come già evidenziato in precedenza, l'esperienza accumulata lungo la tratta in oggetto indica che la costruzione di rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m dà generalmente origine a fenomeni di instabilità della coltre superficiale. Tale osservazione ha indicato la necessità di intervenire nel tratto in studio con interventi di stabilizzazione in grado di prevenire la formazione dei fenomeni stessi con adeguati margini di sicurezza. L'intervento di stabilizzazione adottato è costituito da una paratia di pali di grande diametro tirantati in testa. La validità di questa tipologia di opera è stata verificata in molteplici interventi di manutenzione straordinaria realizzati nel corso degli ultimi anni nella stessa tratta e ulteriormente validata dalle analisi progettuali riportate nei capitoli successivi.

Il presente documento, dunque, definisce l'intervento di stabilizzazione necessario affinché l'allargamento autostradale possa essere realizzato nel rispetto della legislazione vigente ed in particolare della più recente normativa riguardante le costruzioni in zona sismica (Rif.2.1.7).

4.2 Descrizione degli interventi di stabilizzazione

L'intervento proposto, che si estende dalla progressiva chilometrica 198+066 alla progressiva chilometrica 198+133 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord) per complessivi 64,80 m, consiste in una paratia di pali in c.a. trivellati, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., che funge da contrasto ad un ordine di tiranti.

I pali hanno diametro $D=1200$ mm, lunghezza totale pari a 25 m, sono posti ad interasse costante pari a 1,5 m e sono armati con $34\phi 26$ barre di acciaio FeB44K.

I tiranti hanno interasse pari a 1,5 m, sono inclinati di 20/25° rispetto all'orizzontale e sono armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6''; la loro lunghezza totale è pari a 40/45 m, di cui 15 m sono relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. La lunghezza libera dei tiranti è stata determinata geometricamente in modo che il bulbo di ancoraggio degli stessi fosse completamente collocato all'interno della formazione di base stabile.

La trave di coronamento è alta 1,0 m, larga 1,6 m e viene armata con 5+5 ϕ 22 barre di acciaio FeB44K al metro, 5 nel lembo superiore e 5 in quello inferiore.

La paratia di pali viene rivestita, nel tratto a vista, con un muro a carattere non strutturale.

Le fasi esecutive sono descritte negli elaborati grafici relativi all'opera in oggetto.

L'opera è oggetto di uno specifico programma di monitoraggio geotecnico predisposto dall'Ufficio GEI MOI del Polo di GeolIngegneria della Società SPEA Ingegneria Europea. In particolare è prevista l'installazione di celle di carico in corrispondenza delle teste dei tiranti.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo per pali: $R_{ck} = 30$ MPa
- Calcestruzzo per travi di coronamento ed elevazione: $R_{ck} = 35$ MPa
- Acciaio per armatura: FeB44K controllato in stabilimento
- Acciaio trefoli 0,6": $f_{ptk} \geq 1770$ MPa, $f_{p(1)k} \geq 1570$ MPa

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, facendo riferimento alle resistenze di progetto di seguito riportate:

Calcestruzzo armato

Resistenza cilindrica a compressione di calcolo:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} \quad (N/mm^2)$$

dove:

$\gamma_c = 1,6$ coefficiente di sicurezza sui materiali

Resistenza caratteristica a trazione semplice:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot \left(0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \right) \quad (N/mm^2)$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (N/mm^2)$$

Acciaio per armatura

Tensione di snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (N/mm^2)$$

dove:

$f_{yk} = 430$ MPa tensione caratteristica di snervamento per acciaio FeB44K.

$\gamma_s = 1,15$ coefficiente di sicurezza sui materiali

6 DIMENSIONAMENTO DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

Nei calcoli sono stati utilizzati i programmi di calcolo SLOPE W (impiegando il metodo di Bishop), Paratie 6.1, Geostru (Sezioni in CA).

La sezione di calcolo rappresentativa dell'intervento in oggetto è stata definita allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera (sezione 39A). Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento a tale sezione (si veda Figura 6.1).

Nelle condizioni finali di progetto, con l'allargamento alla terza corsia della sede autostradale ma in assenza dell'opera di stabilizzazione, è stata effettuata un'analisi di stabilità del pendio. L'analisi ha confermato che il fattore di sicurezza del pendio risulta inferiore al valore imposto dalla normativa vigente e che pertanto è necessario intervenire con un'opera di stabilizzazione in grado di assicurare i limiti di norma.

La procedura di calcolo seguita si basa sulla determinazione delle azioni di progetto agenti sull'opera di stabilizzazione. Si considerano come azioni le forze agenti sull'opera in progetto che permettono di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 1.1 sulla stabilità dell'opera in condizioni statiche di esercizio. Le sollecitazioni risultanti da questa analisi vengono utilizzate sia per la verifica allo SLE che per la verifica allo SLF degli elementi strutturali. La scelta del valore del coefficiente di sicurezza F.S da garantire deriva anche dalle inevitabili incertezze legate alla parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati e alla geometria dei cinematismi di instabilità considerati.

Le verifiche in condizioni sismiche vengono eseguite applicando la sovra-spinta sismica, stimata a partire dall'approccio proposto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274, ad un'altezza di opera pari all'altezza fuori terra + 2m (vedi SPEA Ingegneria Europea Maggio 2004 (Rev.1) Autostrada A1 – A9 – A14 Ampliamento alla 3ª Corsia A1 Tratto Fiano Romano GRA Roma A9 Tratto Lainate Como Sud (Grandate) A14 Tratto Rimini Nord – Pedaso Studi Specialistici Propedeutici alla Progettazione Definitiva e SIA – Monografia 6 A14 Azioni Sismiche di Progetto - Valutazione dell'impatto delle nuove Norme Tecniche

per le costruzioni in zona sismica sulle opere all'aperto in ampliamento – Parte C: Dimensionamento e Verifica delle Opere di Sostegno e dei Pendii in Condizioni Sismiche).

6.1 Determinazione delle azioni di progetto

Per la definizione delle azioni di progetto si è fatto ricorso ad analisi di stabilità eseguite con il programma SLOPE-W utilizzando il metodo di Bishop, in cui viene ricercata la forza orizzontale necessaria a stabilizzare la porzione di pendio potenzialmente instabile, definita applicando un taglio verticale alla morfologia in corrispondenza dell'allineamento della paratia su una altezza pari all'intero spessore della coltre (12 m).

Si è ottenuto un valore di forza stabilizzante pari a :

$$F = 1350 \text{ kN/m}$$

A partire da tali forze vengono ricavati i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti da utilizzare nella fase di inizializzazione del modello di PARATIE.

Per quanto riguarda il cuneo di terreno a valle dell'opera si è verificato che i valori delle forze necessarie a garantire F.S. pari a 1.0 non determinano coefficienti di spinta passiva equivalenti inferiori a quelli calcolati con le formule di Mueller-Breslau.

Si è poi ricercata la forza che garantisce FS = 1.1 in condizioni sismiche ed in condizioni statiche, passante ad una profondità pari all'altezza fuori terra + 2 m. La differenza di queste due forze rapportata ad una altezza pari all'altezza fuori terra dell'opera + 2 m fornisce il valore della spinta sismica $q = 38.8 \text{ kPa}$ da applicare nell'analisi di Paratie (verifiche di resistenza strutturale in condizioni sismiche dell'opera).

La falda è posta alla quota di progetto, di 2.0 m dal p.c..

Nelle analisi di stabilità in presenza di sisma, l'azione sismica è stata introdotta utilizzando il metodo pseudo-statico, andando ad assegnare il coefficiente di

accelerazione orizzontale (k_h), determinato a partire dall'accelerazione di progetto

a_{\max} :

$$a_{\max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

S_T = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

S = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1.25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0.19 g

In questo caso si ottiene: $a_{\max} = 0.2375$ g

da cui si ricava:

$$k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0.119$$

6.2 Determinazione dei coefficienti di spinta attiva equivalenti (k_{Aeq})

Le forze orizzontali, determinate dalle analisi di stabilità precedenti, hanno consentito di calcolare i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti, ovvero quei valori tali per cui la risultante delle spinte a monte e a valle dell'opera, rispettivamente, uguagliano le forze trovate precedentemente per i diversi livelli di sicurezza considerati.

In presenza di falda l'equazione che fornisce il valore della forza stabilizzante H è la seguente:

$H =$ spinta efficace del terreno + spinta dell'acqua

essendo: spinta efficace del terreno = funzione di k_A equivalente

Considerando i seguenti dati:

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni iniziali*

$h =$ altezza di spinta = 12 m

$h_w =$ profondità falda = 2.0 m

$\gamma =$ peso di volume naturale = 20 kN/m³

$\gamma' =$ peso di volume efficace = 10 kN/m³

Si sono ottenuti i seguenti valori:

F.S. = 1.1 $H = 1350$ kN/m $k_{A \text{ equivalente}} = 0.904$

Si fa presente che il valore determinatlo con le analisi di stabilità è stato sempre confrontato con il valore delle soluzioni di letteratura di Muller-Breslau ed è stato posto uguale a quest'ultimo, qualora inferiore.

6.3 Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di pali e nei tiranti

Il calcolo delle sollecitazioni nei pali e nei tiranti è stato eseguito mediante l'impiego del programma di calcolo Paratie 6.2. Le fasi di calcolo sono riportate di seguito.

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica Sullo spessore della coltre si fissano i seguenti valori dei coefficienti di spinta precedentemente calcolati:

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 0.904 \quad \text{lato monte}$$

Per il substrato sottostante i coefficienti di spinta si valutano utilizzando gli approcci disponibili in letteratura (tenendo conto dell'inclinazione del pc). La falda è posta alla quota di progetto (a -2.0 m di profondità dal p.c.).

2. Realizzazione della paratia e del cordolo.
3. Scavo per la realizzazione del primo tirante
4. Messa in opera del primo tirante a partire dal cordolo di fondazione del muro.
5. Scavo provvisorio
6. Configurazione finale di esercizio, con reinterro a valle e abbassamento della falda per tenere conto dell'efficacia dei drenaggi.
7. Analisi sismica eseguita applicando la sovraspinta spinta sismica per un'altezza pari a $H_{\text{scavo}}+2$ e la forza di inerzia dell'opera. In questa fase i coefficienti di spinta passiva del terreno a valle vengono ridotti di un fattore 0.70 su tutta l'altezza dell'opera. Le azioni risultanti, amplificate per un coefficiente pari a 1.40, vengono utilizzate per eseguire le verifiche di resistenza strutturale dell'opera allo SLU in condizioni sismiche.

6.4 Risultati ottenuti

I risultati completi del programma Paratie relativi alle analisi svolte sono riportati nelle figure allegate. Nel seguito vengono invece riassunti i valori principali:

Spostamento paratia esercizio (mm)	12.5
Incremento di spostamento dovuto al sisma (mm)	39
Tiro max tirante 1 – caso statico [kN/m]	217
Tiro max tirante 1 – caso sismico [kN/m]	361

FASI COSTRUTTIVE

Momento max [kNm/m] 581

FASE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE

Momento max [kNm/m] 554

FASE SISMICA SLU

Momento max [kNm/m] 1287

Taglio max [kN/m] 377

Mobilizzazione resistenza passiva a valle max 22% (condizioni statiche)

6.5 Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti

La valutazione teorica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti è stata effettuata a partire dalla seguente condizione di equilibrio:

$$\text{Caso statico: } N_{\max,statico} = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{lim}}{2.5}$$

$$\text{Caso sismico: } N_{\max,sisma} \cdot 1.40 = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{lim}}{1.50}$$

con:

D : diametro del bulbo di ancoraggio

l : lunghezza del bulbo di ancoraggio

τ_{lim} : aderenza unitaria media limite tra bulbo di ancoraggio e terreno

N_{\max} : tiro massimo del tirante

Nel caso in esame si è ipotizzato di utilizzare iniezioni multiple ripetute e si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (rif. 2.1.6) e a Bustamante e Doix (rif. 2.3.2) essendo:

$$D = D_n \cdot \alpha$$

D_n : diametro nominale della perforazione = **170 mm**

α : coefficiente empirico funzione della natura del terreno e delle tecniche esecutive dei tiranti = 1.0 (iniezioni multiple ripetute)

$$\tau_{lim} = \mathbf{180 \text{ kPa}}$$

Nell'ipotesi di lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a **15 m** tali verifiche risultano soddisfatte:

$$N_{\max,statico} = \mathbf{325.5 \text{ kN} < 577 \text{ kN}}$$

$$N_{\max,sisma} = \mathbf{541.5 \times 1.40 = 758 \text{ kN} < 961 \text{ kN}}$$

6.6 Verifica dell'armatura dei tiranti

Si prevede di armare i tiranti mediante trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico $f_{p(1)k} \leq 1670$ MPa e tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \leq 1860$ MPa.

Per la determinazione del carico ammissibile si è utilizzata la seguente espressione:

$$N_{s\text{ amm}} = 0.6 \times 0.9 \times f_{ptk} \times A \times n \quad \text{caso statico}$$

$$N_{s\text{ lim}} = (0.9 \times f_{pyk} \times A \times n) / 1.15 \quad \text{caso sismico}$$

dove:

$N_{s\text{ amm}}$ = resistenza ammissibile dell'armatura del tirante

$N_{s\text{ lim}}$ = resistenza limite dell'armatura del tirante

f_{ptk} = tensione caratteristica di rottura dell'acciaio = 1860 N/mm²

f_{pyk} = tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio = 1670 N/mm²

A = area del singolo trefolo = 139 mm²

n = numero dei trefoli = 5

Nell'ipotesi di utilizzare 5 trefoli si ottiene:

Caso statico: $N_{\text{max,statico}} = 325.5 \text{ kN} < N_{s\text{ amm}} = 698 \text{ kN}$

Caso sismico: $N_{\text{max,sisma}} = 758 \text{ kN} < N_{s\text{ lim}} = 909 \text{ kN}$

La verifiche risultano dunque soddisfatte.

6.7 Verifica dell'armatura dei pali

I pali Ø1200, i = 1.5 m, vengono realizzati con calcestruzzo di classe $R_{ck}=30$ MPa. Si prevede, considerando la percentuale di armatura minima prevista dall'OPCM n. 3274 del 20/03/03, la seguente armatura (acciaio tipo FeB44K):

N° di armature longitudinali Asl Ø26	34
Diametro Øw delle staffe Asw (mm)	12
Passo Sw delle staffe Asw (cm)	10

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo.

Nella tabella seguente, a seconda dei diversi stati limite, si riportano i valori delle sollecitazioni di verifica agenti sul singolo palo:

Azioni di progetto sul palo	
M_max - SLE [kNm]	872
M_max - SLF [kNm]	831
M_max - SLU [kNm]	2703
V_max - SLU [kN]	792

Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo automatico SEZ_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: P1200-26-30

Descrizione Sezione: PALO 1200
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione predefinita
 Forma della sezione: Circolare
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck300
 Resist. compr. di calcolo fcd : 132.26 daN/cm²
 Resist. traz. di calcolo fctd: 11.40 daN/cm²
 Modulo Elastico Normale Ec : 312201 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resist. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio
 Sc Limite : 149.40 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio
 Sc Limite : 112.05 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: FeB44k
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010
 Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm²
 Coeff. Aderenza ist. β1*β2 : 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. β1*β2 : 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione (cm): 120.0 cm
 Barre circonfer.: 34Ø26 (180.5 cm²)
 Copriferro (dal baric. barre): 7.0 cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	270300	79200	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	87200

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	

N.Comb.	N	Mx
1	0	83100

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 4.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata	
N	Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)	
Mx	Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico	
N ult	Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)	
Mx ult	Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico	
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000	
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.	
x/d	Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)	
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue	

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	270300	-13	294298	1.089	27.7	0.29	0.80

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Defom. unit. massima del conglomerato a compressione	
ec 3/7	Defom. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace	
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)	
ef min	Defom. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)	
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)	
ef max	Defom. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)	
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)	

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00208	60.0	0.00274	53.0	-0.00876	-53.0

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

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	22 cm
N.Bracci staffe:	2
Area staffe/m :	10.4 cm ² /m

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata	
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)	
Vru	Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso	

Vcd	Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
Vwd	Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Delta	= 1 per sez. inflesse e tenso-inflesse con asse neutro che taglia la sez. = 0 per sez. tenso-inflesse con asse neutro esterno alla sez. = 1+Mo/Msdu in presenza di compressione con Mo=momento decompress.
Afst	Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	bw	Delta	Afst
1	S	79200	296707	43476	39600	56.2	1.000	10.4

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	56.5	-60.0	-1552	53.0	3204	19	0.125	0.13

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	53.9	-60.0	-1479	53.0	3204	19	0.125	0.17

6.8 Verifica della trave di riscontro del 1° ordine di tiranti

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo.

Lo schema strutturale cautelativamente utilizzato per il dimensionamento del cordolo di testa è quello di trave continua, appoggiata in corrispondenza delle teste dei tiranti e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito pari a T / i , essendo “T” il tiro massimo e “i” l’interasse dei tiranti

In questo modo è possibile determinare le massime azioni flettenti e taglianti:

$$M = \frac{T \cdot i^2}{i \cdot 10} = 0.1 \cdot T \cdot i \quad V = \frac{T \cdot i}{i \cdot 2} = 0.5 \cdot T$$

Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano:

Tmax (SLE) - kN	326
Tmax (SLU) - kN	758
Mmax (SLE) - kNm	49
Mmax (SLU) - kNm	114
Vmax (SLU) - kN	379

La trave viene realizzata con calcestruzzo di classe $R_{ck}=35$ MPa, con armatura in acciaio del tipo FeB 44 K. La larghezza e l'altezza della trave sono rispettivamente pari a 160 cm e a 100 cm. Si prevede di impiegare come armatura longitudinale $5\varnothing 20$ su entrambi i lati di lunghezza pari a 100 cm e $5\varnothing 14$ in corrispondenza di ciascuno dei lati lunghi.

Per quanto riguarda l'armatura trasversale - considerando il piano orizzontale, nel quale agiscono il taglio e il momento flettente - si prevedono staffe $\varnothing 12/25$ cm a due bracci, più una spilla $\varnothing 12/25$ cm, che corrispondono ad una armatura complessiva a taglio $A_{sw} = 1356 \text{ mm}^2 / \text{m}$.

Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo automatico SEZ_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.

Il coefficiente di sicurezza allo SLU risulta pari a 11.4

L'armatura trasversale minima necessaria per la verifica a taglio-torsione risulta

$$A_{sw,min} = 1233 \text{ mm}^2/\text{m} < A_{sw} = 1356 \text{ mm}^2/\text{m}$$

In condizioni di esercizio la sezione non si fessura, ed anche effettuando il calcolo in sezione parzializzata, in ogni caso le massime tensioni di esercizio nei materiali risultano molto basse:

$$\sigma_c = 0.24 \text{ N/mm}^2 ; \quad \sigma_s = 17 \text{ N/mm}^2$$

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: C100x160-20-5

Descrizione Sezione: cordolo 1°ordine
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350
 Resis. compr. di calcolo f_{cd} : 154.36 daN/cm²
 Resis. traz. di calcolo f_{ctd} : 12.60 daN/cm²
 Modulo Elastico Normale E_c : 337216 daN/cm²
 Coeff. di Poisson : 0.20
 Resis. media a trazione f_{ctm} : 28.80 daN/cm²
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0
 Combinazioni Rare in Esercizio (Tens.Limite):
 Sc Limite : 174.30 daN/cm²
 Apert.Fess.Limite : Non prevista

ACCIAIO - Tipo: FeB44k
 Resist. caratt. snervam. f_{yk} : 4300.0 daN/cm²
 Resist. caratt. rottura f_{tk} : 5400.0 daN/cm²
 Resist. snerv. di calcolo f_{yd} : 3739.1 daN/cm²
 Resist. ultima di calcolo f_{td} : 3739.1 daN/cm²
 Deform. ultima di calcolo ϵ_{pu} : 0.010
 Modulo Elastico E_f : 2060000 daN/cm²
 Coeff. Aderenza ist. $\beta_1*\beta_2$: 1.00 daN/cm²
 Coeff. Aderenza diff. $\beta_1*\beta_2$: 0.50 daN/cm²
 Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm²

CARATTERISTICHE DOMINI CONGLOMERATO**DOMINIO N° 1**

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: Rck350

N.vertice	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm
1	-50.00	0.00
2	-50.00	160.00
3	50.00	160.00
4	50.00	0.00

DATI BARRE ISOLATE

N.Barra Numero assegnato alle singole barre isolate e nei vertici dei domini
 Ascissa X Ascissa in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Ordinata Y Ordinata in cm del baricentro della barra nel sistema di rif. gen. X, Y, O
 Diam. Diametro in mm della barra

N.Barra	Ascissa X, cm	Ordinata Y, cm	Diam.Ø,mm
1	-45.00	5.00	20
2	-45.00	155.00	20
3	45.00	155.00	20
4	45.00	5.00	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N.Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N.Barra In. Numero della barra iniziale cui si riferisce la gener.
 N.Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la gener.

N.Barre Numero di barre generate equidist. inserite tra la barra iniz. e fin.
Diam. Diametro in mm della singola barra generata

N.Gen.	N.Barra In.	N.Barra Fin.	N.Barre	Diam.Ø,mm
1	1	4	3	20
2	2	3	3	20
3	1	2	5	14
4	4	3	5	14

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parall. all'asse princ.d'inerzia x

N.Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	11400	0	37900	0

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.

N.Comb.	N	Mx	My
1	0	4900	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.5 cm
Copriferro netto minimo staffe: 3.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N.Comb.	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	11400	0	0	130234	0	11.424

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xf max Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00100	-0.00387	-50.0	160.0	0.00065	-45.0	155.0	-0.01000	-45.0	5.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a Coeff. a nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 b Coeff. b nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 c Coeff. c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000070983	-0.010354914	0.091	0.750

ARMATURE A TAGLIO DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 8 cm
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 12.3 cm²/m

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso
 Vcd Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 d Altezza utile sezione [cm] misurata ortogonalmente all'asse neutro
 Delta = 1 per sez. inflesse e tenso-inflesse con asse neutro che taglia la sez.
 = 0 per sez. tenso-inflesse con asse neutro esterno alla sez.
 = 1+Mo/Msdu in presenza di compressione con Mo=momento decompress.
 Afst Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vcd	Vwd	bw	d	Delta	Afst
1	S	37900	844440	117180	18950	100.0	155.0	1.000	12.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 Sc max Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]
 Xf min Ascissa in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 D fess. Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
 K3 Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
 Ap.fess. Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	1.1	-50.0	160.0	-15	-45.0	5.0	0	0		0.00

7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Rimandando all'introduzione per quanto riguarda gli obiettivi progettuali del presente documento, vengono eseguite le verifiche di stabilità globale dell'opera, sia in condizioni statiche che sismiche.

Le condizioni statiche vengono verificate mediante un modello che tiene conto dell'intervento di stabilizzazione, considerando:

- meccanismi di rottura che attraversano l'opera di stabilizzazione; quest'ultima viene schematizzata come uno strato con coesione $c=R_{ck}/2$ ed angolo d'attrito $\phi=0^\circ$;
- meccanismi di rottura che non attraversano l'opera di presidio, raggiungendo, dunque, profondità superiori rispetto a quelle raggiunte dall'opera stessa.

Il coefficiente di sicurezza F_s minimo da garantire in tutti i casi presi in esame è pari a 1,3.

Il risultato delle analisi svolte è riportato in Figura 7.1, nella quale si rappresenta la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo pari a 10,87. La verifica risulta dunque soddisfatta.

Con lo stesso modello sono verificate anche le condizioni sismiche, utilizzando un metodo classico pseudostatico ed andando ad assegnare i coefficiente di accelerazione orizzontale (k_h) e verticale (k_v). Tali coefficienti vengono determinati a partire dall'accelerazione di progetto a_{max} :

$$a_{max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

S_T = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

S = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1,25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0,19g

In questo caso si ottiene:

$$a_{\max} = 0,2375 \text{ g}$$

da cui si ricava:

$$k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,119$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,059$$

Il coefficiente di accelerazione verticale verrà assegnato sia con il verso diretto verso il basso sia verso l'alto, considerando la situazione più gravosa.

Il sovraccarico dovuto al traffico veicolare pari a 20 kPa verrà considerato esclusivamente nelle analisi statiche.

Il risultato dell'analisi di stabilità è riportata in Figura 7.2 in cui viene rappresentata la superficie avente F_s minimo. In questo caso, il fattore di sicurezza minimo da garantire è pari a 1,00; la verifica è dunque superata poiché:

$$F_s \text{ minimo} = 5,057 > 1,00$$

Tabelle

Peso di volume naturale	γ_n	(kN/m ³)	19.5÷20.5
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P ₂₀₀	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	50÷60
Limite liquido	W _L	(%)	50÷60
Indice di plasticità	IP	(%)	25÷35
Angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	(°)	25÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	ϕ'	(°)	12÷15
Coesione drenata	c'	(kPa)	20÷40
Coesione non drenata (tra p.c. e -15m)	c _u	(kPa)	125÷250
Coesione non drenata (oltre -15m)	c _u	(kPa)	> 300
Rapporto di compressione	CR	(-)	0.15÷0.18
Rapporto di ricomprensione	RR	(-)	0.05
Coefficiente di consolidazione	c _v	(cm ² /s)	1e ⁻³ ÷1e ⁻⁴

Tabella 3.1- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica P₁

Peso di volume naturale	γ_n	(kN/m ³)	19÷20
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P ₂₀₀	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	20÷40
Limite liquido	W _L	(%)	30÷40
Indice di plasticità	IP	(%)	15÷20
Angolo di resistenza al taglio di picco	ϕ'	(°)	26÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	ϕ'	(°)	-
Coesione drenata	c'	(kPa)	-
Coesione non drenata	c _u	(kPa)	60÷80

Tabella 3.2- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica A₁

Figure

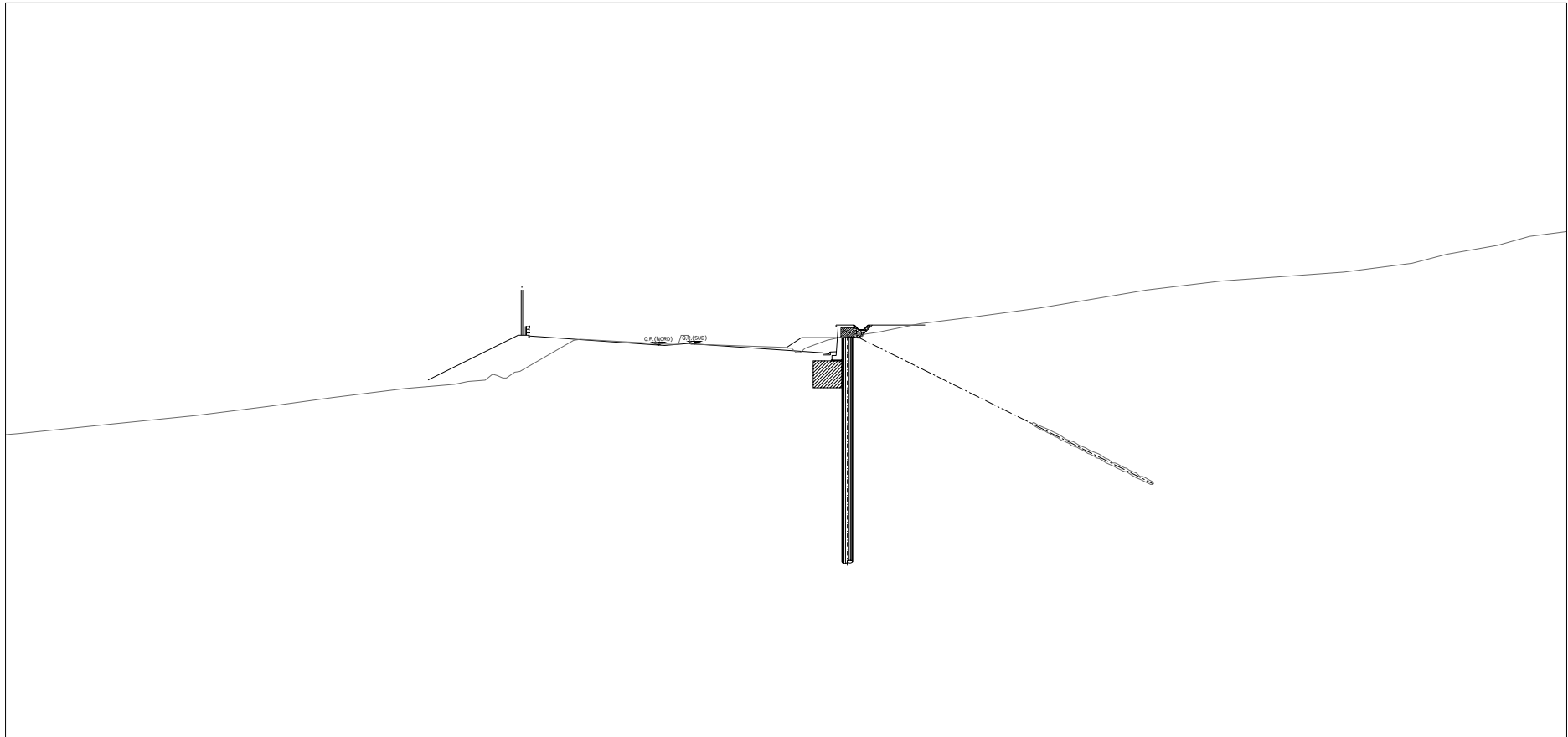


Figura 6.1- Sezione di calcolo

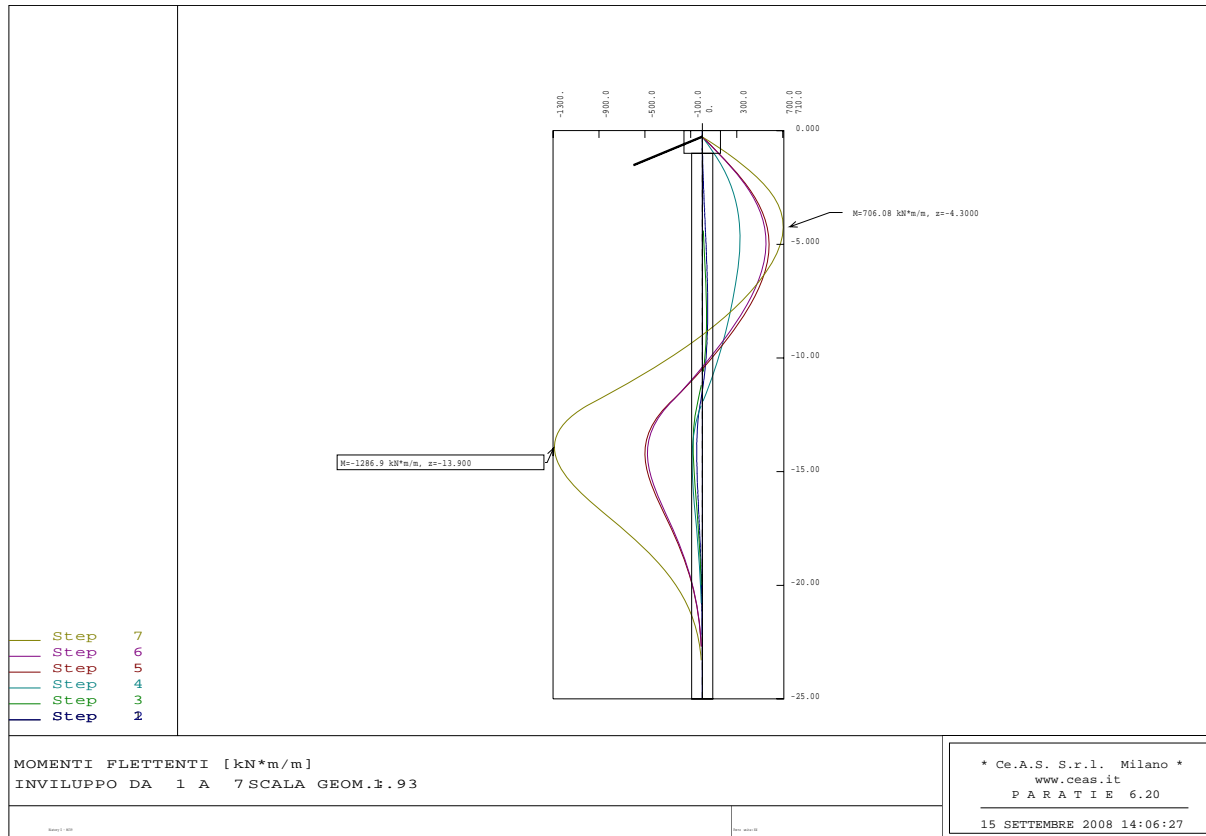


Figura 6.2- Andamento dei momenti

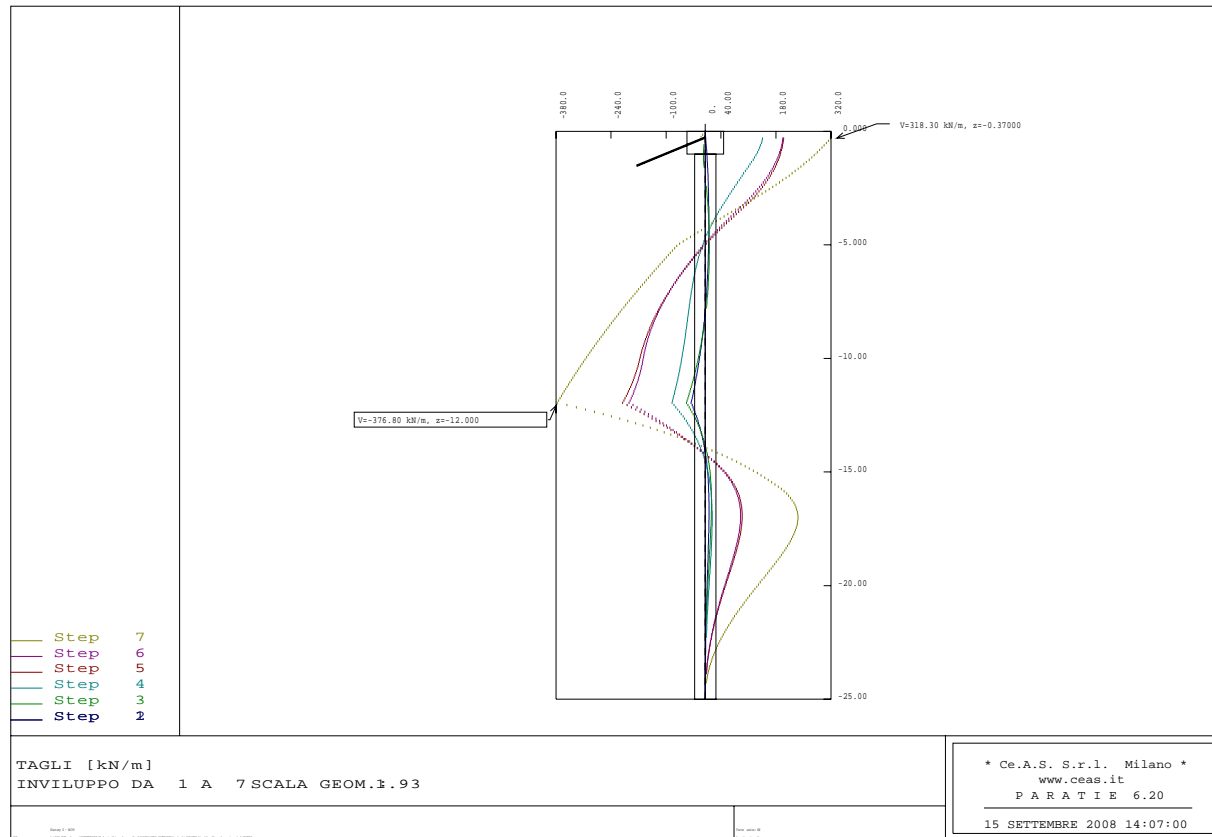


Figura 6.3- Andamento dei tagli

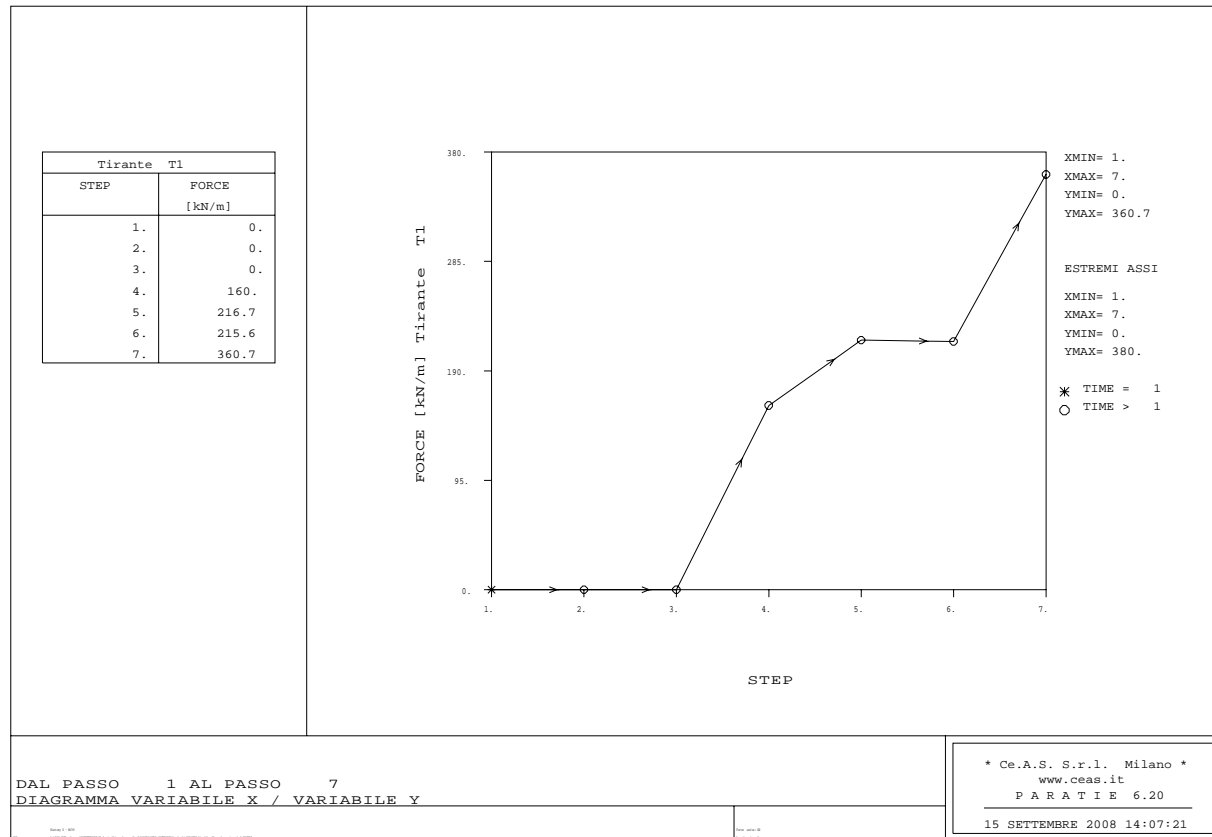


Figura 6.4- Andamento dei tiri 1° ordine di tiranti

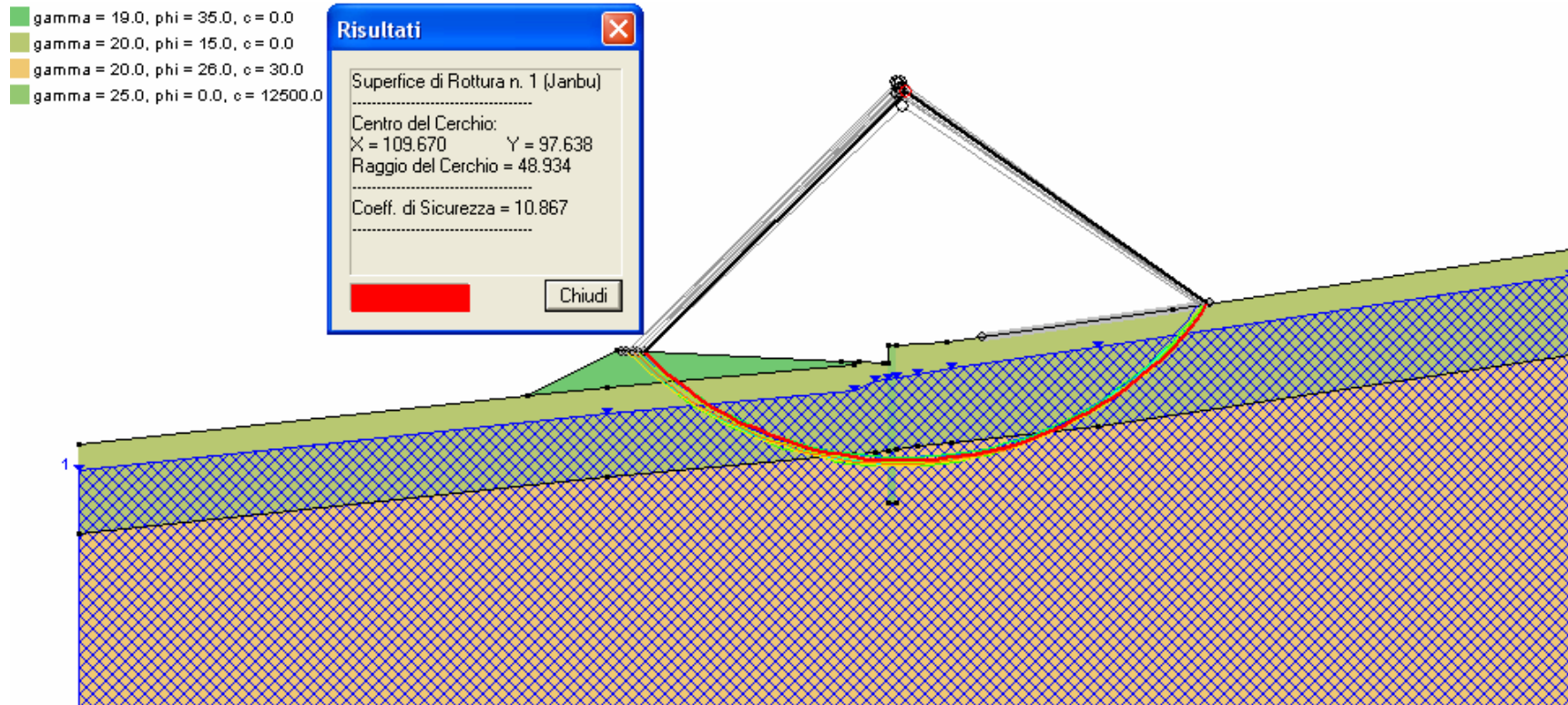


Figura 7.1- Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo

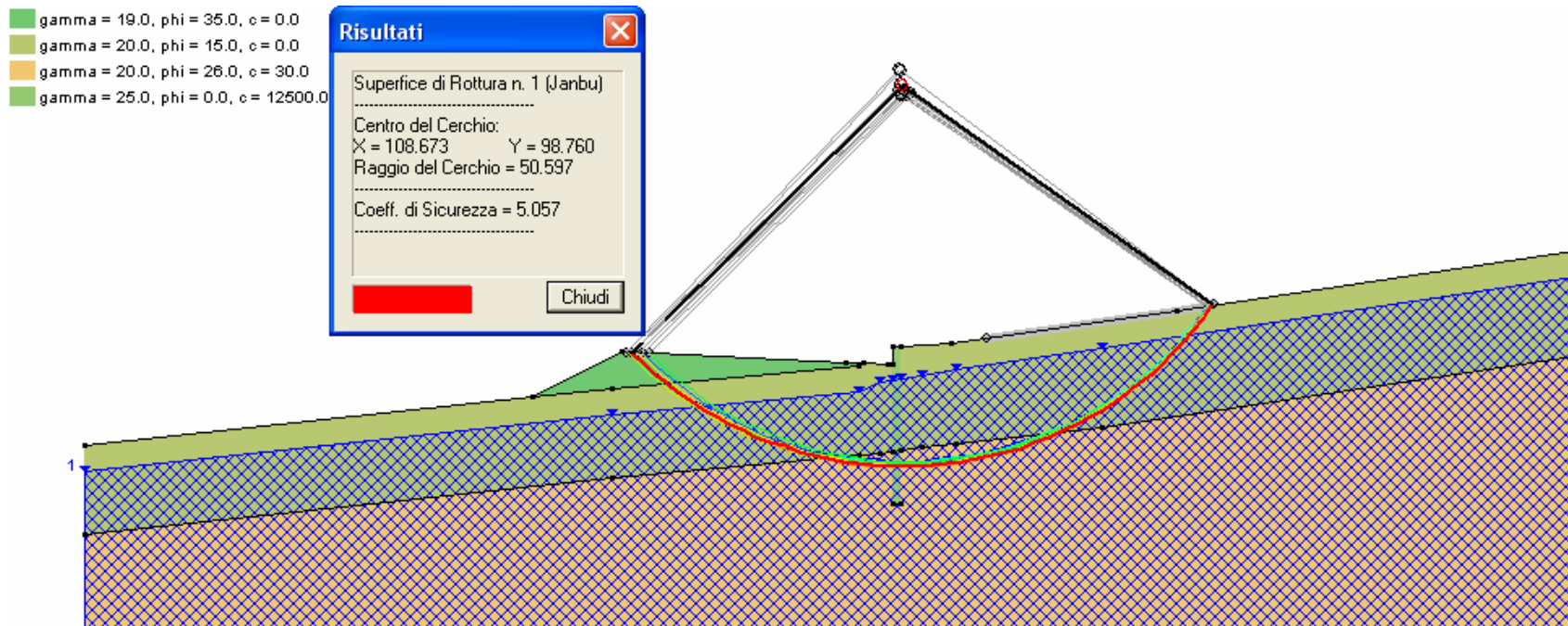


Figura 7.2- Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente F_s minimo

