

VARIANTE ALLA S.S. 1 "VIA AURELIA"
Viabilità di accesso all'hub portuale di La Spezia
Lavori di costruzione della variante alla S.S. 1 Via Aurelia - 3°Lotto
2° Stralcio Funzionale B dallo Svincolo di Buon Viaggio allo Svincolo di San Venerio
COMPLETAMENTO

PRECEDENTI LIVELLI DI PROGETTAZIONE DELL'APPALTO INTEGRATO ORIGINALE

PD n°1861 del 09/07/03 aggiornato al 10/12/08 - Delibera CIPE n°60 del 02/04/08
PE n° 103 del 14/07/2011 - D.A. CDG-103321-P del 20/07/11
PVT n°112 del 21/01/16 aggiornata al 28/10/16 - D.A. CDG-92950-P del 21/02/17
Progetto Esecutivo Cantierabile Opere da Completare

PROGETTO ESECUTIVO

cod. GE266

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Antonio Scalamandrè
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Flavio Capozucca
Ordine Geol. del Lazio n. 1599

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Geom. Emiliano Paiella

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Fabrizio Cardone

PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIA FELETTINO I
GALLERIA ARTIFICIALE
RELAZIONE DI CALCOLO

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

DPGE0266 E 20

NOME FILE

T00GA01OSTRE02B

CODICE ELAB.

T00GA01OSTRE02

REVISIONE

SCALA

B

-

D

C

B

Emissione in seguito ad istruttoria DIV

Dicembre 2020

A

Emissione

Giugno 2020

Ing.

Ing.

Ing.

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA VARIANTE ALLA SS1 AURELIA – 3°
LOTTO TRA FELETTINO ED IL RACCORDO AUTOSTRADALE

OPERE MAGGIORI - GALLERIA NATURALE



GALLERIA ARTIFICIALE ZONA FRANA CAROZZO

RELAZIONE DI CALCOLO

T00GA01OSTRE02A

-		Ago	CR
Versione	Data	Redatto	Verificato

Lombardi Ingegneria S.r.l. – Socio Unico

Via Giotto 36, IT-20145 Milano

Telefono +39 02 583 03 324, Fax +39 02 583 03 190

milano@lombardi.group, www.lombardi.group

Unità locale Torino

Via R. Montecuccoli 9, IT-10121 Torino, Italy

Telefono: +39 011 192 149 20, Fax: +39 02 583 03 190

torino@lombardi.group, www.lombardi.group

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
1.1	Premessa	1
1.2	Normativa di riferimento	3
1.3	Riferimenti bibliografici	3
1.4	Documenti di progetto	3
2.	MATERIALI	4
2.1	ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.	4
2.2	CALCESTRUZZO PER OPERE STRUTTURALI	4
2.2.1	Calcestruzzo solette e cordoli	4
2.2.2	Calcestruzzo pali	4
3.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA	5
3.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	5
3.2	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER L'INTERVENTO	5
3.2.1	Unità Geologiche	7
3.2.2	Le unità geotecniche	9
4.	PROPOSTA PROGETTUALE ALTERNATIVA ALLA GALLERIA NATURALE	10
4.1	Descrizione della soluzione	10
4.2	Macrofasì di realizzazione	13
5.	ANALISI FEM DELL'INTERAZIONE FRA IL VERSANTE E L'OPERA DI SOSTEGNO	14
5.1	AZIONI SULL'OPERA	14
5.2	APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA	14
5.3	MODELLO PLAXIS E DATI DI INPUT	15
5.4	DESCRIZIONE DELLE FASI DI CALCOLO	19
5.5	VERIFICA AL SOLLEVAMENTO FONDO SCAVO	20
6.	RISULTATI	21
7.	VERIFICHE STRUTTURALI	31
7.1	Paratie e orizzontamenti in c.a.	31

7.1.1	Verifiche flessionali	31
7.1.2	Verifiche a taglio	36
7.2	Verifiche puntoni metallici	42
7.3	Verifiche solette in c.a.	45

ALLEGATI

A	Analisi FEM - Risultati
---	-------------------------

1. INTRODUZIONE

1.1 Premessa

La presente relazione tratta della galleria "Felettino I", prevista lungo il tracciato del 3° Lotto della variante alla S.S. 1 "Aurelia" a La Spezia, tra la località di Felettino e il raccordo autostradale.

La galleria, della lunghezza totale di 777.28 m, presenta una sezione policentrica con raggio interno in calotta pari 6,18 m, nella quale è alloggiata una piattaforma stradale formata da una corsia per ciascun senso di marcia di larghezza 3,75 m e banchine laterali da 1,50 m, per una larghezza complessiva di 10,50.

Planimetricamente la galleria presenta un andamento rettilineo da Nord-Ovest verso Sud-Est; presso l'imbocco lato Nord della galleria si trovano le rampe dello svincolo di Via di Buonviaggio, mentre presso l'imbocco lato Sud si trova il viadotto S.Venerio I.

Trattandosi di galleria con lunghezza superiore a 500 m, è prevista per un tratto l'adozione di una sezione di scavo all'interno della quale viene ricavato un cunicolo di emergenza per l'evacuazione degli utenti e la realizzazione di uscite di emergenza in galleria verso il cunicolo ogni 300 m.

Allo stato attuale la galleria si presenta realizzata parzialmente, lo scavo è stato effettuato da entrambi gli imbocchi per un totale di 217m così suddivisi:

- Da imbocco Lato Sud : da pk 2497 a 2461 (L=36m)
- Da imbocco Lato Nord: da pk 1805 a 1986 (L=181m)

Il tratto compreso tra le progressive 2+308 e 2+444.1, per un totale di 136.1m, verrà realizzato dalla superficie per mezzo di uno scavo sostenuto da pali secanti di grande diametro e contrastato da solette in c.a. e puntoni metallici

Il presente documento si propone di fornire l'analisi e la verifica degli elementi strutturali costituenti la galleria artificiale (GA) attraverso lo studio dell'interazione suolo-struttura con modelli ad elementi finiti. Gli interventi di stabilizzazione del versante sono, invece, oggetto del documento [10].



Figura 1: Vista dell'area della galleria Felettino I adiacente all'abitato di Carozzo.



Figura 2: Vista della zona interessata dallo scavo della galleria artificiale in prossimità dell'imbocco Sud.

1.2 Normativa di riferimento

- [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.
- [5] UNI EN 206-1 Ottobre 2006 - "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità";
- [6] UNI EN 11104 Marzo 2004 - "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità", Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

1.3 Riferimenti bibliografici

- [7] Hoek E. [2004]: “Numerical Modelling for Shallow Tunnels in Weak Rock” – Rocscience.

1.4 Documenti di progetto

- [8] Relazione sull'applicazione delle sezioni tipo
- [9] Nota di caratterizzazione geomeccanica
- [10] T00OM00GETRE02A Interventi di stabilizzazione

2. MATERIALI

Il progetto strutturale prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

2.1 ACCIAIO PER ARMATURA STRUTTURE IN C.A.

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

tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
allungamento caratteristico:	$\geq 7.5 \%$
rapporto tensione di rottura/ tensione di snervamento:	$1.15 \leq f_{tk} / f_{yk} < 1.35$

2.2 CALCESTRUZZO PER OPERE STRUTTURALI

2.2.1 Calcestruzzo solette e cordoli

Classe di resistenza:	C28/35
dimensione massima dell'inerte:	$D_{max} = 20 \text{ mm}$
classe di esposizione:	XC2
classe di consistenza:	S4
copriferro minimo:	$C_{f,min} \geq 30 \text{ mm}$

2.2.2 Calcestruzzo pali

Classe di resistenza:	C35/45
dimensione massima dell'inerte:	$D_{max} = 16 \text{ mm}$
classe di esposizione:	XC2
classe di consistenza:	SCC
copriferro minimo:	$C_{f,min} \geq 75 \text{ mm}$

3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

3.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Essendo il progetto in esame un progetto di riappalto, durante la fase progettuale si è deciso di mantenere, per le opere di linea parzialmente già realizzate (svincolo S. Venerio I e GN Felettino I), le stesse caratteristiche sismiche adottate e approvate nelle fasi progettuali previgenti. Tuttavia, per le opere di linea completamente da realizzare (GA Felettino I), si è deciso di adottare una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d'uso IV, anche in considerazione della complessità geomorfologica del versante che interagisce con le opere e con le differenti condizioni di manutenzione delle opere ivi eseguite. Pertanto per l'opera in esame si assume:

vita nominale:	$V_N = 100$ anni
classe d'uso:	IV
da cui risulta:	
coefficiente d'uso:	$C_U = 2.0$
periodo di riferimento per l'azione sismica:	$V_R = V_N \times C_U = 200$ anni

3.2 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO PER L'INTERVENTO

L'analisi in condizione sismica è eseguita mediante il metodo pseudo-statico, ovvero l'azione sismica viene rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale alle masse coinvolte e simulata da una accelerazione aggiuntiva a quella di gravità.

Per il tratto in esame sebbene la categoria di sottosuolo è di tipo A, categoria definita mediante le prove geofisiche riportate nella relazione geotecnica e sismica, si è deciso di sviluppare cautelativamente i calcoli considerando una categoria di sottosuolo di tipo B i. Tale scelta progettuale risulta cautelativa e a favore di sicurezza. Pertanto, per l'opera in oggetto sono stati utilizzati i seguenti valori sismici:

categoria di sottosuolo:	B;
coefficiente topografico:	$S_t = 1.20$;
fattore di sito:	$S_s = 1.20$;
accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido:	$a_g = 0.196$ g;
massima accelerazione su sottosuolo tipo B	$a_{max} = 0.282$ g.

La determinazione dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità dell'opera è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.3.5.2 del DM 14/01/2008. Assumendo:

$$\beta_s = 0.24;$$

risulta:

$$k_h = \beta_s \times a_{\max}/g = 0.068$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h = 0.034$$

INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Nel seguito si riproporrà brevemente l'inquadramento geologico dell'area di frana in studio, per ulteriori approfondimenti si rimanda alla relazione sugli interventi [10]. Il versante oggetto di indagine è ubicato ad Ovest della dorsale che divide il Golfo di La Spezia dalla bassa Val di Magra, nei pressi dell'abitato di Carozzo, come mostrato nella Figura 1. I territori interessati appartengono ai comuni di La Spezia e di Vezzano Ligure.



Figura 3 Ubicazione dell'area di studio e foto area (2016)

L'area di studio si sviluppa a quote comprese tra circa 30 e 210 m s.l.m. su di un versante esposto a SO, la cui porzione superiore risulta fortemente antropizzata in corrispondenza del sopraccitato abitato, mentre la porzione sottostante, pur essendo meno antropizzata è interessata da rimodellamento antropico sottoforma di terrazzamenti agricoli, attualmente in uso.

Le cartografie disponibili mostrano la presenza di diversi corpi di frana ubicati sia nella porzione alta del versante che nella parte inferiore. La perimetrazione tratta dal Geoportale Nazionale evidenzia, invece, un grosso corpo di frana che si estende dalla cima del versante fino a valle, unito ad altre due frane minori situate sui fianchi. Ciò è evidentemente testimonianza di fenomeni morfologici e gravitativi in continua evoluzione, con episodi di innesco di porzioni di versante circoscritte o più estese, e che si evolvono nel tempo. Un contesto geologico di tale natura merita dunque una attenzione particolare alla luce della realizzazione della Galleria Felettino I, il cui tracciato lambisce il piede del versante.

3.2.1 Unità Geologiche

Sul settore di versante oggetto di studio è possibile distinguere due unità tettoniche principali, denominate Unità Canetolo e Unità Bratica s.l..

L'Unità Canetolo è composta dalle Argille e Calcari di Canetolo (parte bassa della stratigrafia locale), al cui tetto si trova una lente abbastanza circoscritta di Calcari di Groppo del Vescovo. Le Argille e Calcari di Canetolo affiorano nell'area di studio prevalentemente sottoforma di argilliti foliate molto deformate in cui sono immersi sporadici livelli lentiformi di calcilutiti.

I Calcari di Groppo del Vescovo affiorano a Ovest di Villa Castagnola, e sono geometricamente posti al di sopra delle Argille e Calcari di Canetolo; gli affioramenti si presentano come calcari e calcari marnosi in cui si intercalano livelli più o meno spessi di argilliti.

L'Unità Bratica s.l. nell'area di studio (parte alta della stratigrafia locale) è suddivisibile in tre sub-unità, denominate uB1, uB2 e uB3, separate da contatti tettonizzati, nel dettaglio:

- **L'unità uB1** è quella geometricamente più bassa e poggia direttamente sulla sottostante Unità Canetolo. Essa è rappresentata prevalentemente da calcari marnosi, marne siltose e argilliti, spesso micacee.
- **L'unità sovrastante uB2** si presenta invece sottoforma di argilliti e siltiti subordinate, con intercalazioni più carbonatiche sottoforma di strati calcarei.
- **L'unità più alta, uB3**, rispecchia una facies prevalentemente silicoclastica sottoforma di siltiti, argilliti e arenarie fini, raramente anche a granulometria medio-grossolana, in strati da centimetrici a decimetrici.

Dal punto di vista geologico-strutturale, nell'area di studio, l'Unità Bratica s.l. è coinvolta da contatti tettonici riconducibili ai sistemi di faglie a basso angolo che interessano l'entroterra della Spezia. Il contatto basale Arenarie di Bratica - Calcari di Canetolo, ne rappresenta localmente l'espressione di primo ordine, elidendo progressivamente verso nord-est la sub-unità basale uB1 e portando uB2 direttamente a contatto con l'Unità Canetolo. L'elisione tettonica si manifesta attraverso zone di taglio, spessi diversi metri, in cui il protolite originario viene profondamente deformato e disarticolato, producendo delle rocce di faglia maggiormente esposte all'alterazione chimico-fisica, già di per se molto spinta nei litotipi presenti nella zona. Nell'Unità Bratica s.l. si riconosce, inoltre, una strutturazione in treni di pieghe asimmetriche mediamente vergenti verso NE con assi a direzione appenninica.

3.2.2 Le unità geotecniche

In base a quanto osservato nell'ultima campagna indagini e a quanto illustrato nei capitoli precedenti, è stato definito il modello stratigrafico del pendio e, in particolare, sono state distinte 3 principali Unità Geotecniche in grado di descrivere il comportamento geotecnico medio del sottosuolo indagato.

Nel dettaglio:

- **Unità UG1:** è l'unità più superficiale, inglobante sia i depositi eluvio-colluviali che la porzione superiore del substrato roccioso che si presenta alterata e fortemente destrutturata per effetto dei processi gravitativi che si sono succeduti negli anni. Si caratterizza, nelle zone più superficiali, per un colore che va dal giallastro al marrone brunastro, con frequenti e diffuse tracce di ossidazione; nelle porzioni più profonde invece, i terreni assumono un colore grigiastro e si presentano con un grado maggiore di consistenza/addensamento. A sua volta questa unità si suddivide in 2 sub – unità: UG1b, costituita dalle porzioni di unità UG1 interessate dai fenomeni gravitativi, e UG1a, che rappresenta invece la sub unità al di sotto della superficie basale ricostruita dalle indagini e non interessata, dunque, dai cinematismi di frana;
- **Unità UG2:** orizzonte intermedio, costituito dal substrato roccioso indifferenziato, con ammasso roccioso generalmente di aspetto litoide, di debole resistenza, costituito da Argilliti, Calcari, Calcari marnosi, Marne siltose e Siltiti, da fratturato a molto fratturato, con porzioni da poco consistenti a inconsistenti.
- **Unità UG3,** è costituita da ammasso roccioso in maggioranza tettonizzato, da molto disturbato a parzialmente destrutturato-brecciato.

Unità Geotecnica	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	ψ (°)	E (MPa)	k (m/s)
UG1b	20.0	19.0	0.0	0.0	15.0	1.00E-05
UG1a	20.0	22.0	10.0	0.0	50.0	1.00E-06
UG2	24.0	--	--	--	600.0	1.00E-07
UG3	24.0	--	--	--	100.0	1.00E-06

Tabella 1: Parametri geotecnici adottati per il calcolo.

4. PROPOSTA PROGETTUALE ALTERNATIVA ALLA GALLERIA NATURALE

4.1 Descrizione della soluzione

Lo scopo dell'intervento è quello di garantire la sicurezza e la durabilità nel tempo del tratto di viabilità che attraversa l'area in frana. A questo proposito si prevede la realizzazione di uno scavo dalla superficie in alternativa allo scavo in galleria naturale per un tratto di lunghezza 136.1m (larghezza dello scavo 19.9m). La soluzione progettuale proposta prevede la realizzazione di un'opera di sostegno continua costituita da pali secanti armati di diametro 1.5m, interasse 1.2m e lunghezza 32.0m contrastata da solette in c.a. e puntoni metallici. I pali si suddividono in primari (realizzati in prima fase) con gabbia di armatura rettangolare e secondari (realizzati successivamente) con gabbia di armatura circolare. I pali secanti di chiusura adiacenti ai tratti realizzati in galleria naturale saranno armati con barre in VTR.

La soletta di collegamento dei diaframmi in sommità viene realizzata nella fase iniziale ed ha la contemporanea funzione di contrasto ($s=1.2m$) e di elemento di copertura. Particolare attenzione è posta al collegamento delle solette e delle nervature con i pali in modo tale da garantire la continuità strutturale e il trasferimento delle azioni.

Durante le fasi di scavo è previsto un aggotamento della falda fino al contatto della formazione UG1b-UG1a nella zona circostante la paratia per mezzo di pozzi realizzati dalla superficie. Gli scavi proseguono dall'alto verso il basso con il posizionamento di puntoni metallici tubolari ad interasse di 7.0m su due livelli (distanza 6.0m), fino a fondo scavo, asportando il materiale da due apposite asole ricavate alle estremità della soletta di copertura. Terminate le operazioni di scavo si procederà alla realizzazione del solettone di base in c.a. ($s=1.2m$) e successivamente le contropareti e il solettone intermedio ($s=1.0m$).

Il tratto interessato della GA prevede inoltre la presenza di un cunicolo per l'evacuazione sottostante al piano stradale per uno sviluppo di circa 22m che fuoriesce in corrispondenza dell'appendice agli scavi illustrata in planimetria in **Figura 4**.

L'intervento prevede il ritombamento finale con ripristino delle condizioni precedenti; le fasi di realizzazione sono descritte con maggior dettaglio nel paragrafo seguente.

In condizioni di lungo termine sono previsti quattro livelli di drenaggi sub orizzontali (Rif. **Figura 6**) con la funziona di abbattimento della falda la cui portata viene collettata ed evacuata per gravità attraverso le canalette poste ai lati della carreggiata.

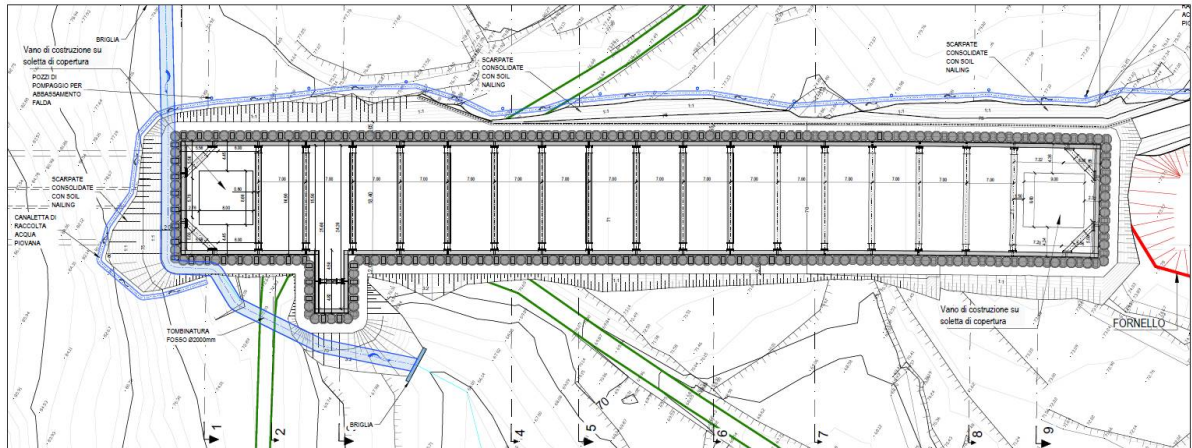


Figura 4 Planimetria della GA con indicazione dei pali secanti e della distribuzione delle opere di contrasto

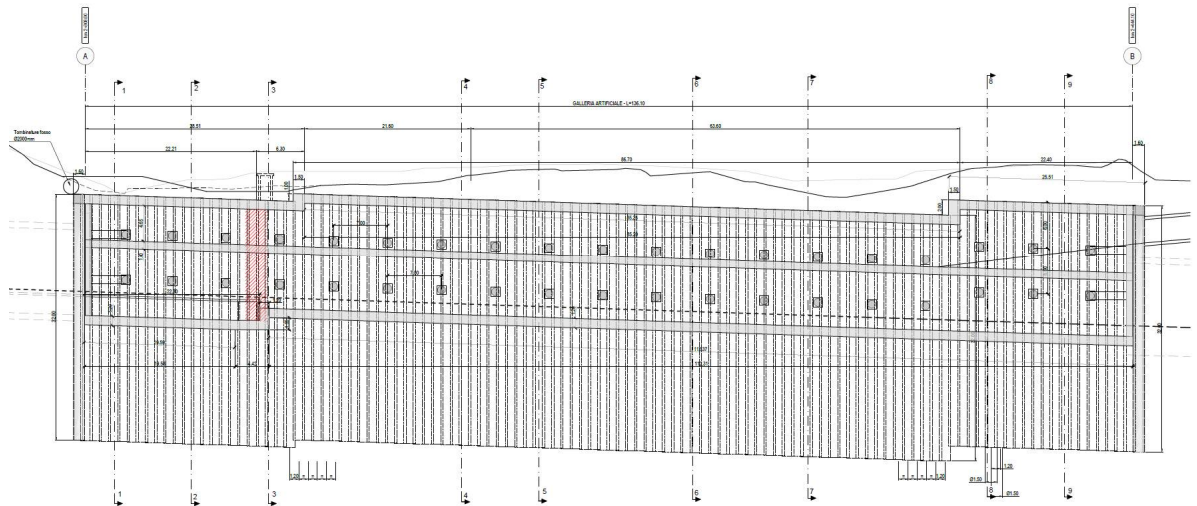


Figura 5 Sezione longitudinale della GA con indicazione dei pali secanti e della distribuzione delle opere di contrasto

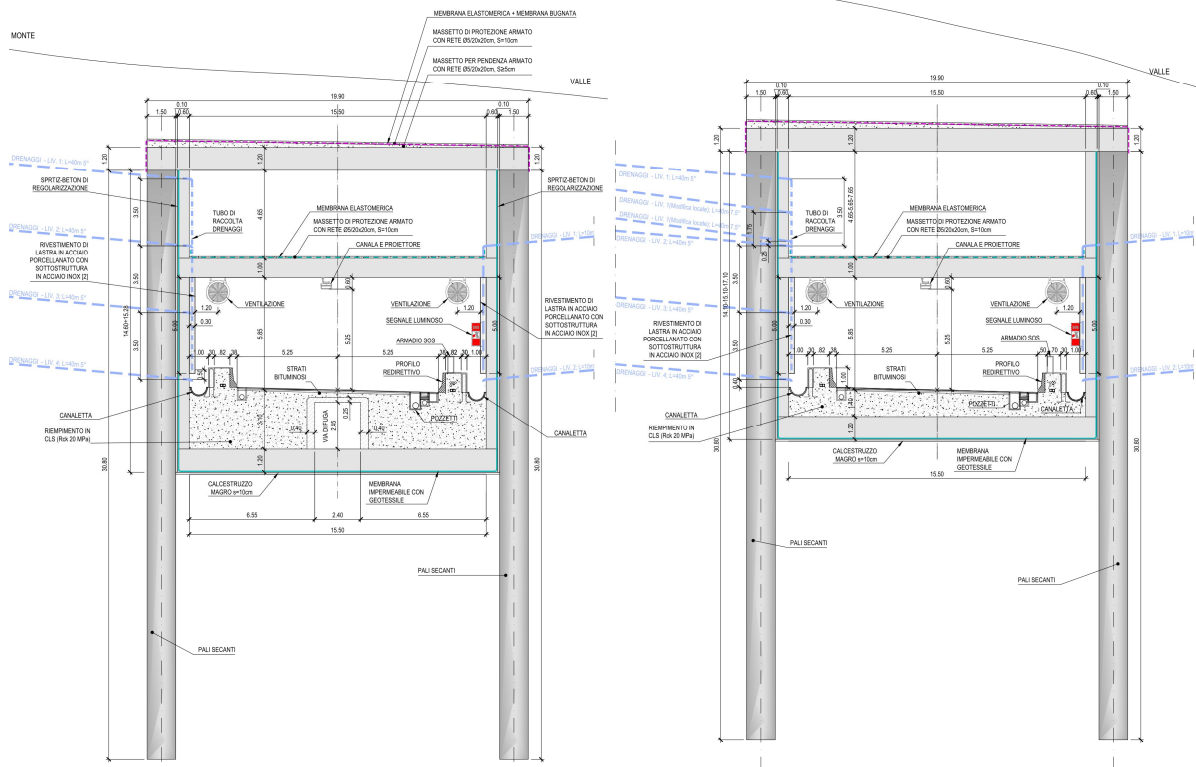


Figura 6 Sezioni trasversali tipologiche della GA con e senza il cunicolo inferiore di evacuazione

4.2 Macrofasì di realizzazione

Nel presente paragrafo sono riassunte le principali fasi di realizzazione

- Fase 0: Sistemazione delle piste di accesso all'area di cantiere, rimozione della vegetazione e delimitazione dell'area di cantiere. Realizzazione della paratia di micropali a presidio degli scavi sul lato Nord. Sbancamento fino alla quota di esecuzione dei pali (quota c.a. 72.0 mslm, variabile lungo lo sviluppo della galleria come da elaborati di progetto).
- Fase 1: Esecuzione dei pali secanti perimetrali in c.a. $\varnothing = 1.5\text{m}$, $i=1.2\text{m}$, $L=32.0\text{m}$.
- Fase 2: Preparazione del magrone di pulizia e getto contro terra soletta di copertura in calcestruzzo armato. Esecuzione dei pozzi verticali drenanti a monte della paratia per l'abbassamento della quota di falda in prossimità dello scavo.
- Fase 3: Scavo primo livello (quota ca. 64.0 mslm, variabile lungo lo sviluppo della galleria come da elaborati di progetto), posa delle travi di contrasto e posizionamento dei puntoni metallici. L'accesso allo scavo e la rimozione del terreno avvengono attraverso le asole ricavate nella soletta di copertura.
- Fase 4: Scavo secondo livello (quota ca. 58.0 mslm variabile lungo lo sviluppo della galleria come da elaborati di progetto), posa delle travi di contrasto e posizionamento dei puntoni metallici. L'accesso allo scavo e la rimozione del terreno avvengono attraverso le asole ricavate nella soletta di copertura. Esecuzione dei livelli superiori del sistema di dreni sub orizzontali verso monte.
- Fase 5: Scavo fino a quota di fondo (quota ca. 53.7 mslm variabile lungo lo sviluppo della galleria come da elaborati di progetto) ed esecuzione dello spritz-beton di regolarizzazione. L'accesso allo scavo e la rimozione del terreno avvengono attraverso le asole ricavate nella soletta di copertura. Esecuzione dei livelli inferiori del sistema di dreni sub orizzontali verso monte.
- Fase 6: Posa delle armature di collegamento con la paratia di pali e realizzazione soletta di base in c.a.
- Fase 7: Realizzazione delle strutture definitive dell'opera procedendo dal basso verso l'alto, previa posa del sistema di impermeabilizzazione e dei relativi strati di supporto. Getto delle controparti e soletta intermedia in calcestruzzo armato. Sfondo dei pali di chiusura alle estremità della GA per il collegamento con i tratti di GN precedente e successivo. I due livelli puntoni metallici di contrasto devono essere rimossi a seguito dell'esecuzione della soletta intermedia. Gli elementi vengono evacuati attraverso le asole ricavate nella soletta di copertura e la galleria naturale.
- Fase 8: Completamento sistema di drenaggio e delle strutture di collettamento Realizzazione delle finiture interne (approntamenti per il piano stradale) ed impianti.
- Fase 9: Ritombamento della struttura e ripristino della configurazione originaria del versante.

5. ANALISI FEM DELL'INTERAZIONE FRA IL VERSANTE E L'OPERA DI SOSTEGNO

L'interazione tra interazione fra il versante e le opere strutturali in oggetto sono state analizzate per mezzo di analisi numeriche con il metodo FEM utilizzando il codice Plaxis 2020 in cui il comportamento meccanico del terreno è stato descritto mediante il modello costitutivo Hardening Soil ed i parametri del terreno sono stati derivati dalla back-analysis illustrata nella relazione dedicata [10].

L'analisi è stata condotta con riferimento alla geometria delle sezioni 1 di Figura 8 adottando i criteri nel seguito descritti in accordo al DM 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC2008).

5.1 AZIONI SULL'OPERA

Le azioni agenti sull'opera sono:

- la spinta del terreno e della frana determinate dall'interazione dell'opera stessa con il versante in accordo con le caratteristiche geometriche del pendio e i parametri derivati dalla back-analysis;
- l'azione sismica. L'analisi in condizioni sismiche è eseguita mediante il metodo pseudostatico ovvero l'azione sismica viene rappresentata da una azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale alle masse coinvolte e simulata da una accelerazione aggiuntiva a quella di gravità. Si è assunto un coefficiente sismico orizzontale e verticale pari a: $k_h = 0.068$

5.2 APPROCCI PROGETTUALI E CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche sono state sviluppate con riferimento alle NTC 2008, adottando per gli stati limite ultimi (SLU) di tipo strutturale (STR) e geotecnico (GEO):

- approccio 1, combinazione 1: A1+M1+R1 (STR);

I coefficienti parziali per le azioni (A), i parametri geotecnici del terreno (M) e le resistenze (R) sono in accordo alla tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I (stabilità) di cui alle NTC 2008. Per gli stati limite ultimi la verifica di sicurezza è soddisfatta se:

$R_d \leq E_d$, dove:

R_d = resistenza di progetto;

E_d = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

In condizioni di esercizio gli spostamenti dell'opera di sostegno dovranno essere compatibili con la funzionalità. Inoltre, dovranno essere soddisfatte le verifiche sullo stato tensionale dei materiali e di fessurazione.

Identification		UG1a_HS	UG1b_HS	UG2_HS
Drainage type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	kN/m ³	20	20	24
γ_{sat}	kN/m ³	20	20	24
E_{50}^{ref}	kN/m ²	5.00E+04	1.50E+04	6.00E+05
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	5.00E+04	1.50E+04	6.00E+05
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	1.50E+05	4.50E+04	1.80E+06
power (m)		0.5	0.5	0.5
c_{ref}	kN/m ²	10	0	150
ϕ (phi)	°	22	19	25
ψ (psi)	°	0	0	0
v_{ur}		0.2	0.2	0.2
p_{ref}	kN/m ²	100	100	100
K_0^{nc}		0.6254	0.6744	0.5774

Tabella 2: Terreni - Parametri geotecnici adottati per il calcolo.

Identification		Elemento s=1.2	Elemento s=1.0	Pali_1.5_i_1.2
Material type		Elastic	Elastic	Elastic
Isotropic		Yes	Yes	Yes
EA_1	kN/m	4.09E+07	3.41E+07	4.50E+07
EA_2	kN/m	4.09E+07	3.41E+07	4.50E+07
EI	kN m ² /m	4.91E+06	2.84E+06	6.84E+06
d	m	1.2	0.9997	1.351
ν (nu)		0.2	0.2	0.2

Tabella 3: Elementi orizzontali e verticali in c.a. - Parametri geotecnici adottati per il calcolo.

Identification		Puntoni
Material type		Elastic
EA	kN	1.16E+07
$L_{spacing}$	m	7

Tabella 4: Puntoni metallici - Parametri geotecnici adottati per il calcolo.

Nel modello sono stati riprodotti schematicamente le opere di sbancamento messe in opera per il raggiungimento della quota di testa dei pali come illustrato in **Figura 8**. Durante la realizzazione dell'opera sono previsti drenaggi verticali dal lato di monte al fine di contenere il livello di falda. Nelle varie fasi di analisi il livello di falda è stato schematizzato come segue:

- Da Fase iniziale fino alla realizzazione dei dreni permanenti la falda viene considerata in corrispondenza dell'interfaccia UG1b-UG1a e parallela al piano campagna.
- Viene considerata una fase di analisi di parziale efficienza dei dreni (fase 11)
- In condizione sismica (fase 12), successivamente alla realizzazione dei dreni permanenti, si considera il livello di falda nell'ipotesi di perfetta efficienza dei dreni.

I diaframmi, sia paralleli che ortogonali all'asse stradale, e le solette sono stati modellati con elementi "plate", le cui caratteristiche meccaniche sono riportate in **Tabella 3**, mentre i puntoni metallici sono stati introdotti nel modello come elementi *node-to-node anchors*. Si osserva che:

- la soletta superiore è stata considerata alle paratie;
- la soletta intermedia e di fondazione sono considerate incernierate sia lato monte che lato valle (**Figura 9**);

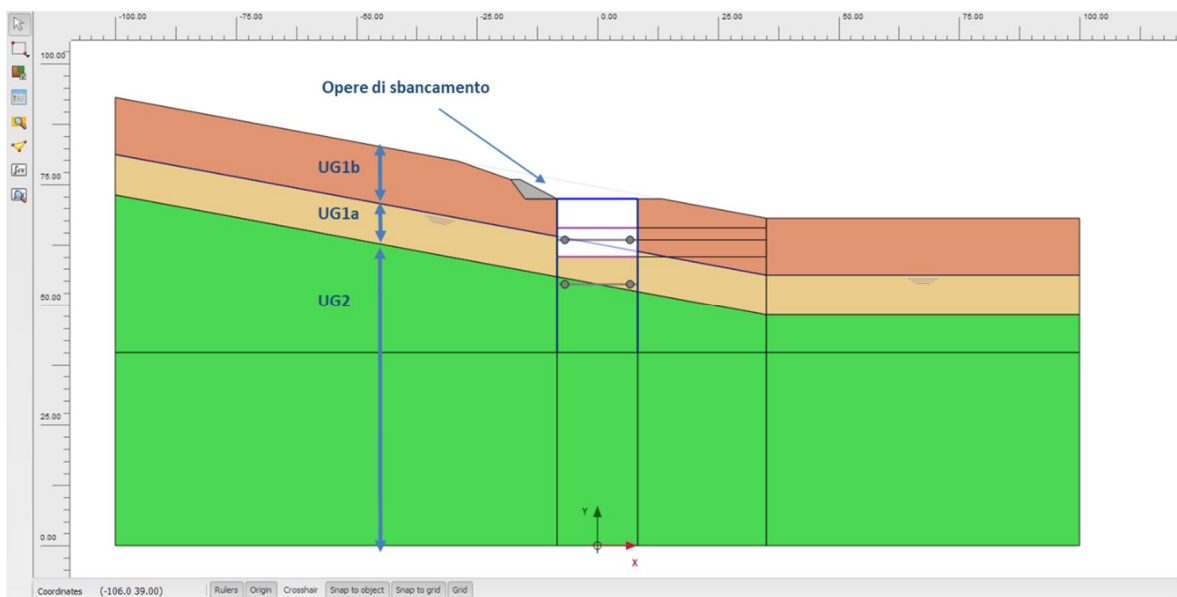


Figura 8 Modello FEM - Vista generale della geometria del modello

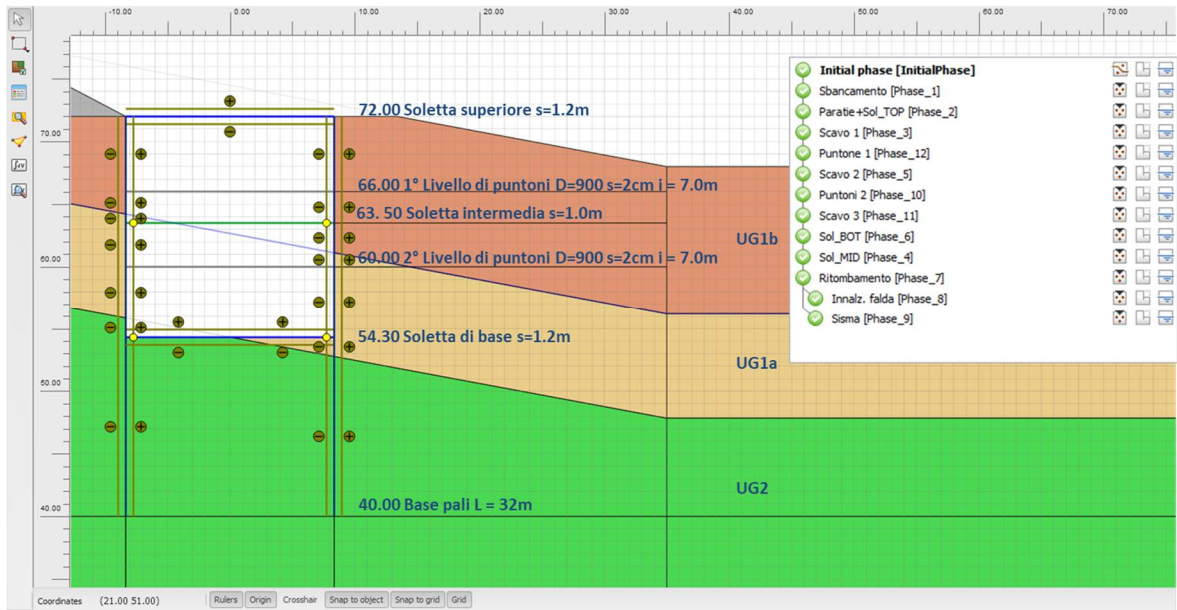


Figura 9 Modello FEM - Dettaglio della struttura

5.4 DESCRIZIONE DELLE FASI DI CALCOLO

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale e riproducono in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera e condizioni di verifica. La fase di messa in opera degli elementi strutturali viene simulata attivando i relativi elementi strutturali. Le principali fasi di calcolo considerate sono riportate nel seguito.

Fasi di analisi	Descrizione	Falda idrica	Note
0	Inizializzazione delle tensioni	Interf. UG1b-UG1a	Quota falda 64.0 mslm
1	Sbancamento a quota diaframmi	Interf. UG1b-UG1a	Quota 72.0 mslm (estradosso solett.)
2	Realizzazione diaframmi e soletta di testa	Interf. UG1b-UG1a	-
3	Scavo 1° livello	Interf. UG1b-UG1a	-
4	Installazione puntoni 1° livello	Interf. UG1b-UG1a	Quota 66.0 mslm
5	Scavo 2° livello	Interf. UG1b-UG1a	-
6	Installazione puntoni 2° livello	Interf. UG1b-UG1a	Quota 60.0 mslm
7	Scavo 3° livello (Rimozione terreno fino a quota fondo scavo)	Interf. UG1b-UG1a	-
8	Realizzazione soletta di base	Interf. UG1b-UG1a	Quota 54.30 mslm (mezzeria solett.)
9	Rimozione puntoni e realizzazione soletta intermedia	Livello dreno inferiore	Quota 63.65 mslm (mezzeria solett.)
10	Ritombamento + realizzazione dreni permanenti	Livello dreno inferiore + 3.0m (eff. ridotta)	Spessore 4.5 m in asse
11	Innalzamento falda per funzionamento parziale (partenza da fase 10)	Interf. UG1b-UG1a	Condizione eccezionale
12	Azione sismica (partenza da fase 10)	Livello dreno inferiore	Forza pseudostatica

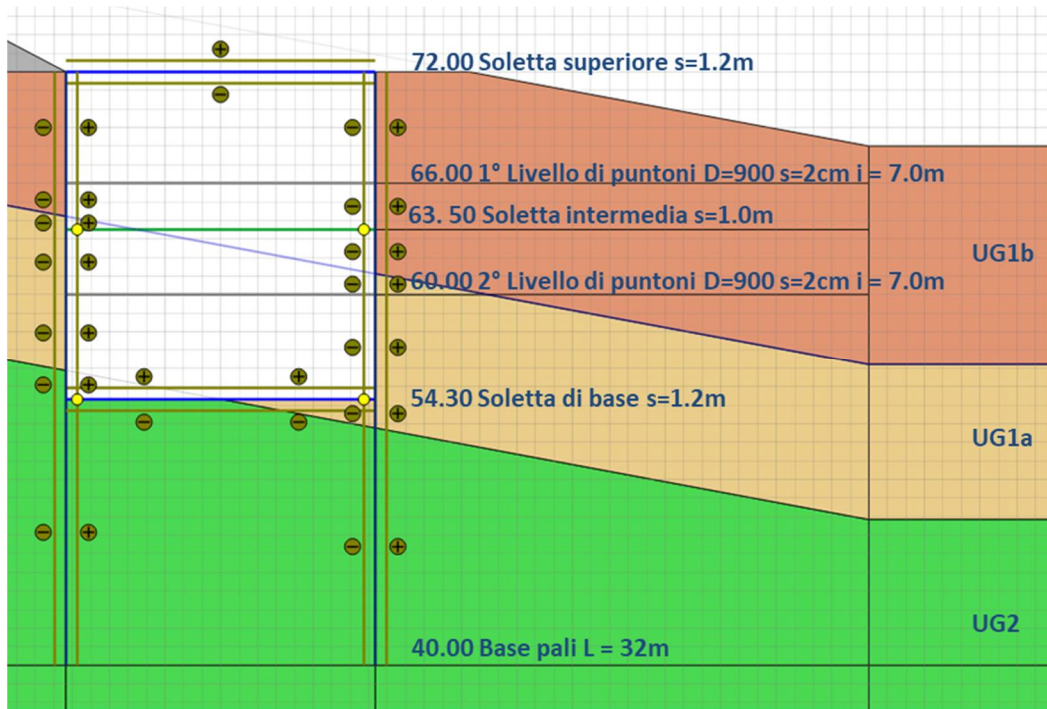
Tabella 5: Modello FEM - Descrizione delle fasi di calcolo

Note generali

- a) Adozione di una stratigrafia di progetto rappresentativa in accordo con il modello geotecnico
- b) Adozione parametri non fattorizzati del corpo di frana da back analysis
- c) Allestimento interno della galleria senza cunicolo di fuga
- d) Vincolo soletta superiore ad incastro, soletta intermedia e di base a cerniera

5.5 VERIFICA AL SOLLEVAMENTO FONDO SCAVO

Con riferimento allo schema riportato in figura per le sezioni in esame, è stata eseguita la verifica al sollevamento del fondo scavo, considerando, secondo le NTC 2008, il coefficiente parziale g_g pari a 0.9 come coefficiente amplificativo dei carichi permanenti con effetto favorevole alla stabilità (peso proprio del terreno), pari a 1.1 per i carichi permanenti con effetto sfavorevole alla stabilità (peso di volume dell'acqua).



Sezione di calcolo		
H_{Ug2}	14.30	m
H_w	24	m
γ_{Ug2}	24	kN/m ³
γ_w	9.81	kN/m ³

U_k	235	U_d	259	$U_d < P_{Ug2,d}$
$P_{Ug2,k}$	343	$P_{Ug2,d}$	309	<u>verifica soddisfatta</u>

6. RISULTATI

Nel presente capitolo sono presentati, in sintesi, risultati del modello ad elementi finiti in termini di sollecitazioni e spostamenti delle opere strutturali in modo da fornire un quadro complessivo del comportamento dell'opera. In particolare, nel seguito vengono riportate le osservazioni con riferimento alle figure:

- In **Figura 10 e Figura 11** sono riportati gli spostamenti del terreno e della struttura in fase finale (esclusa la condizione sismica). Si nota la mobilitazione della zona a monte della GA dovuta alla geometria del versante ed ai parametri assegnati che determina di conseguenza anche il comportamento deformativo della struttura. Gli spostamenti orizzontali della struttura si attestano sui 3.0cm circa. Il diagramma di spostamento tende a esaurirsi al di sotto della soletta di base denotando un buon immorsamento dei pali.
- In **Figura 12, Figura 13, Figura 14 e Figura 15** si mostrano le sollecitazioni interne (momento flettente) della struttura in alcune fasi di analisi significative. Si nota il diverso comportamento tra la paratia di monte e di valle ed il contributo della soletta superiore e dei puntoni metallici. La paratia di monte, come quella di valle presentano in momento massimo verso l'interno dello scavo, circa a metà per la paratia di monte e maggiormente spostato verso il basso per quella di valle. La soletta di copertura viene sollecitata in modo particolare nell'incastro con la paratia di valle a causa del comportamento deformativo della struttura. La soletta di base risulta invece sollecitata prevalentemente dalla sottospinta idraulica dovuta al livello di falda. I puntoni metallici forniscono un importante contributo alla riduzione degli spostamenti e delle azioni nelle paratie, ma non possiedono una rigidità sufficiente ad invertire il segno del momento della palificata.
- In **Figura 16, Figura 17 e Figura 18** riportano l'andamento degli spostamenti, momenti flettenti e azioni taglianti massime durante le fasi di analisi; i dati sono suddivisi per la paratia di monte (M) e valle (V). I valori di spostamento si incrementano durante lo scavo in modo omogeneo attestandosi intorno a valori inferiori al 2% dello scavo.
- In **Figura 19, Figura 20, Figura 21 e Figura 22** si riferiscono al diagramma di momenti flettenti e azioni di taglio delle paratie, in particolare si riporta l'involuppo delle sollecitazioni caratteristiche, l'involuppo delle sollecitazioni amplificate e il valore delle azioni in fase 10 (fine costruzione). Si nota più nel dettaglio quanto anticipato nella restituzione complessiva delle sollecitazioni ovvero una preponderanza dei momenti con fibre tese verso l'interno dello scavo, una riduzione delle sollecitazioni al di sotto della soletta di base e un momento di incastro nel nodo tra la soletta di copertura e la paratia di valle.

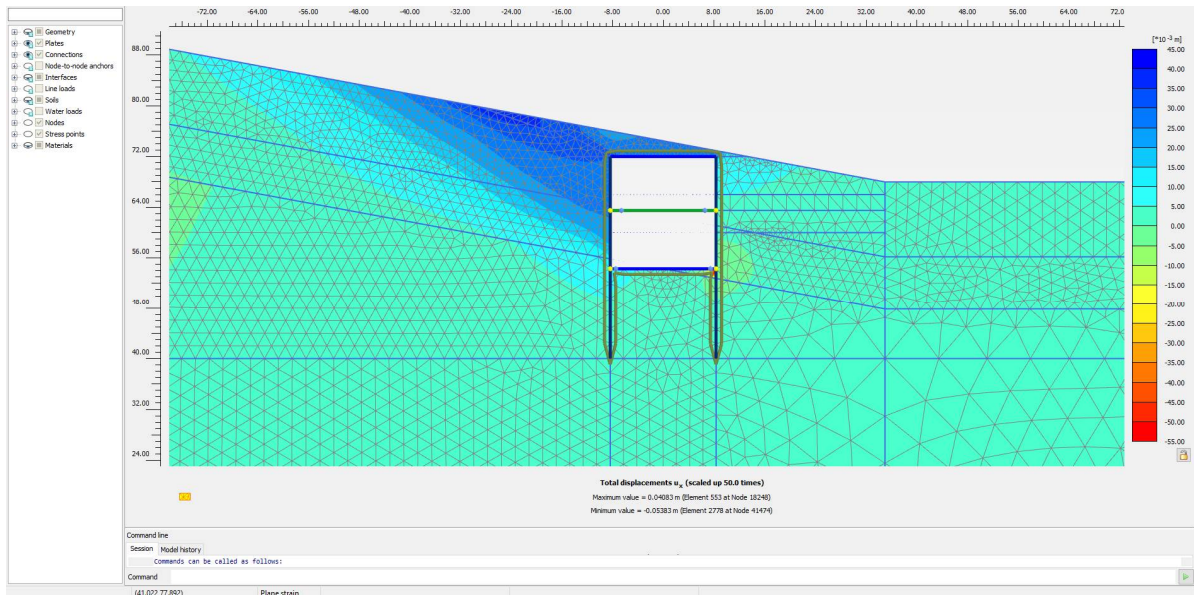


Figura 10 Risultati modelli FEM - Spostamento x dominio di calcolo fase 10

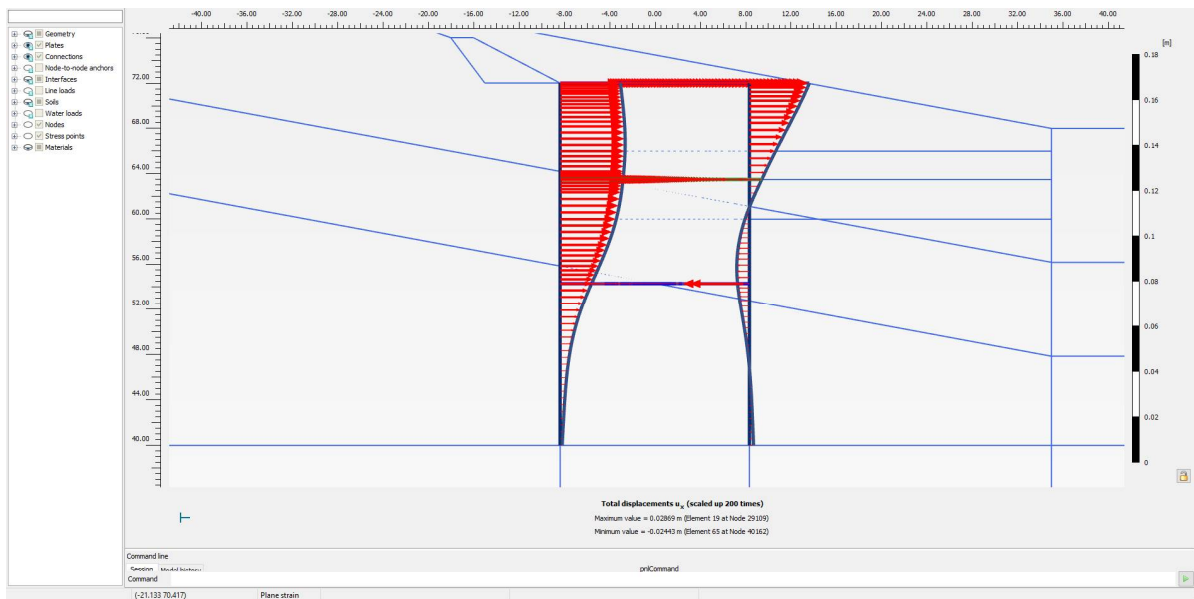


Figura 11 Risultati modelli FEM - Spostamento x elementi strutturali fase 10

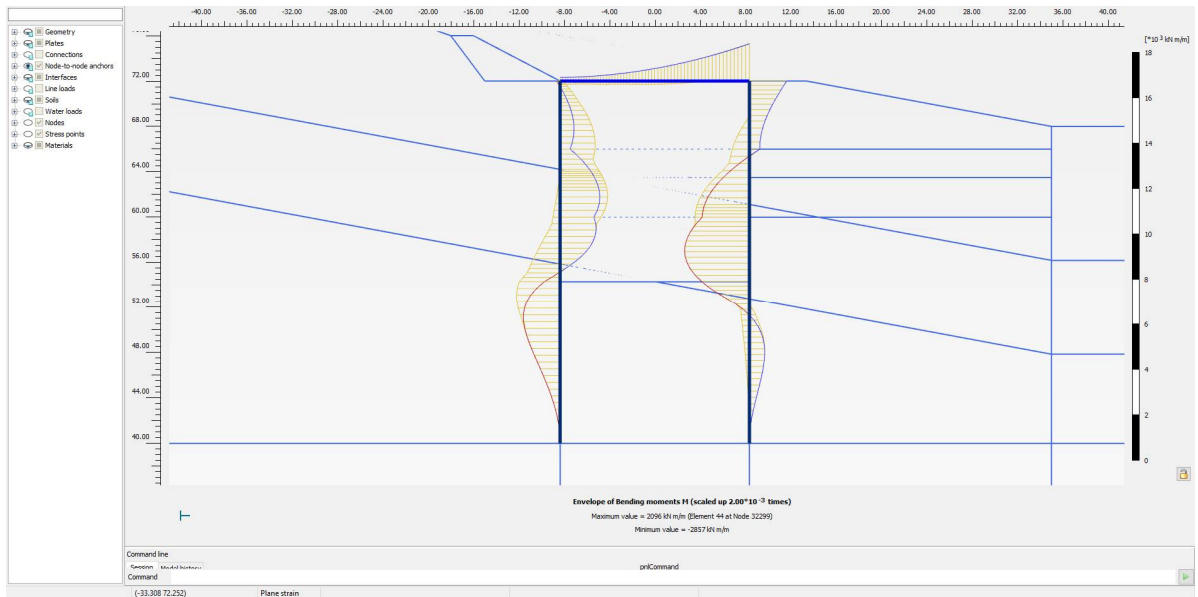


Figura 12 Azioni interne - Momento flettente fase 7

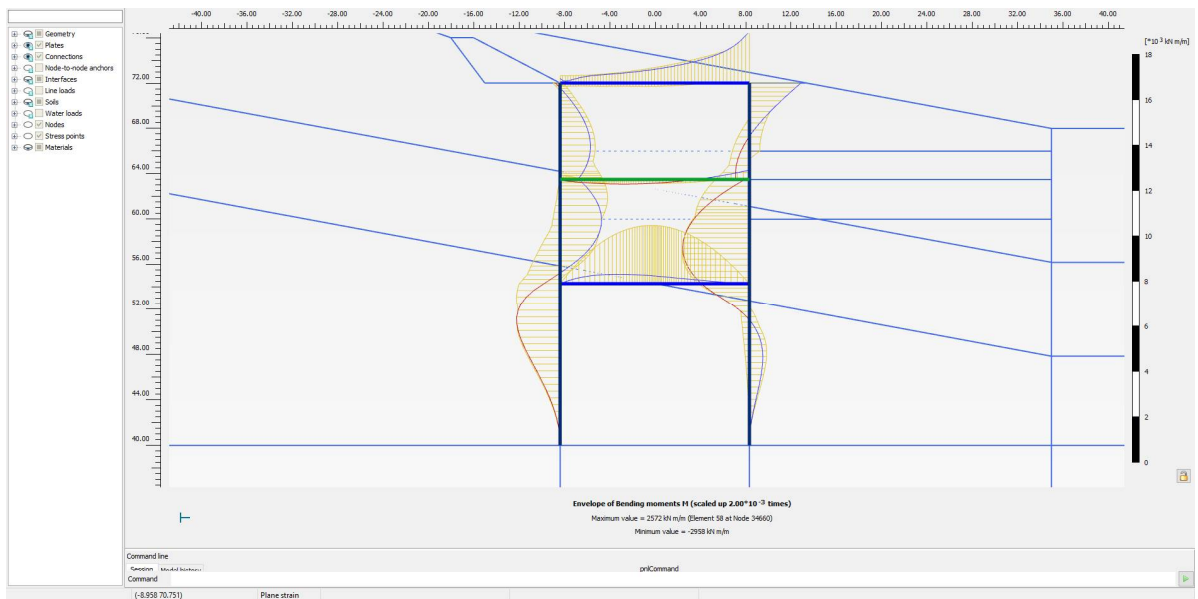


Figura 13 Azioni interne - Momento flettente fase 10

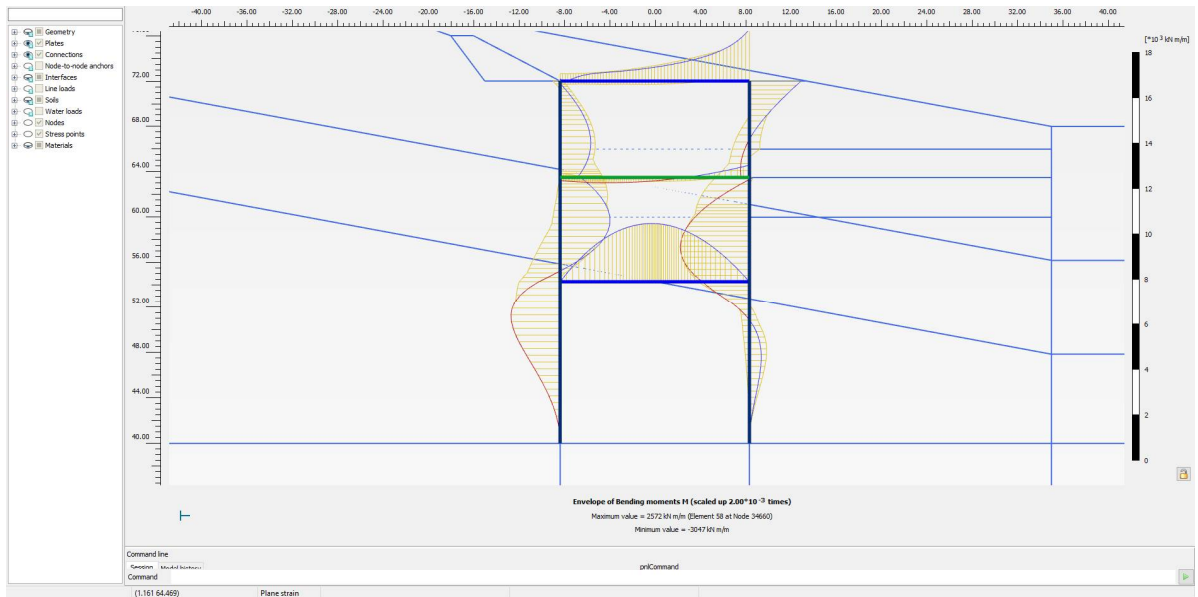


Figura 14 Azioni interne – Momento flettente fase 11

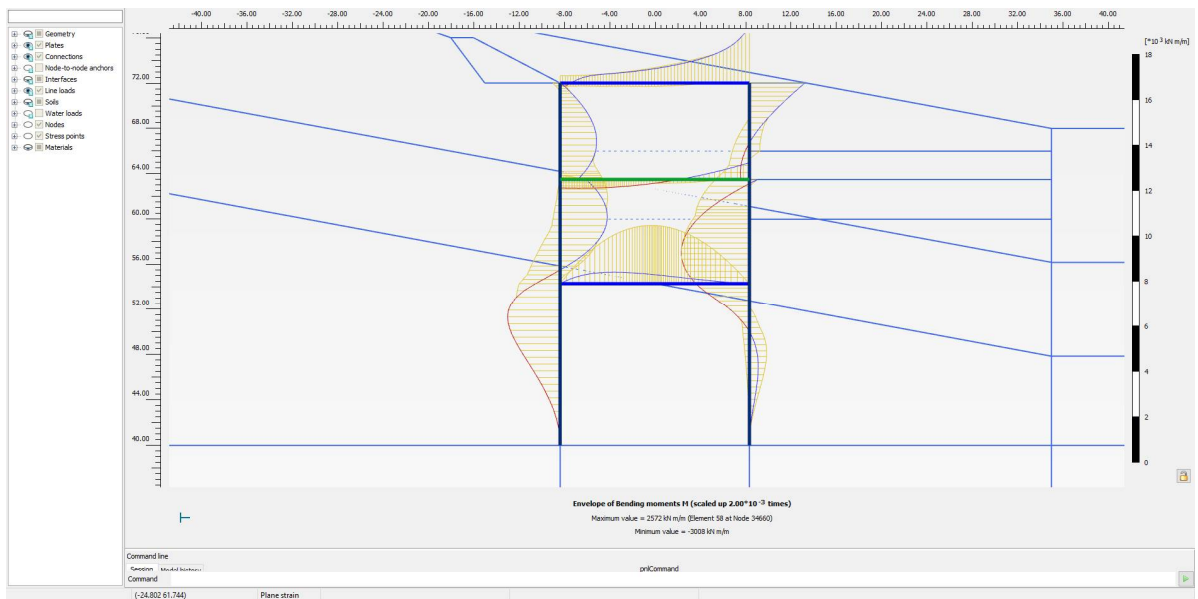


Figura 15 Azioni interne - Momento flettente fase 12

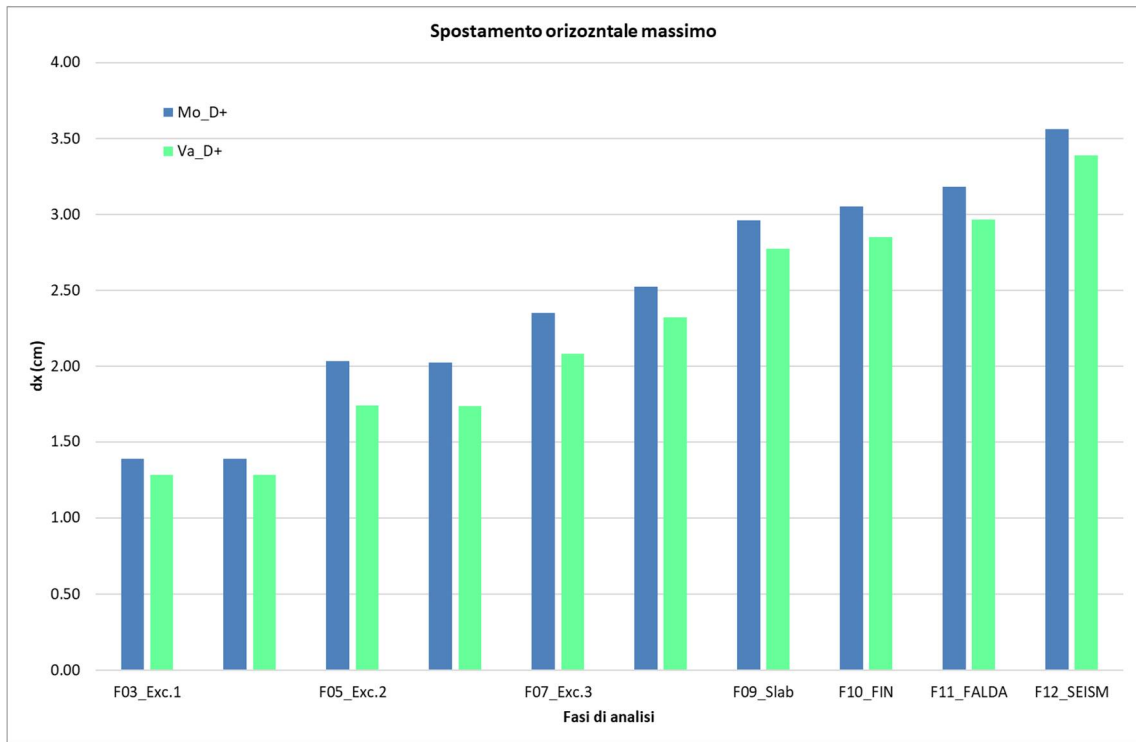


Figura 16 Risultati - Spostamenti massimi orizzontali per ogni fase di analisi

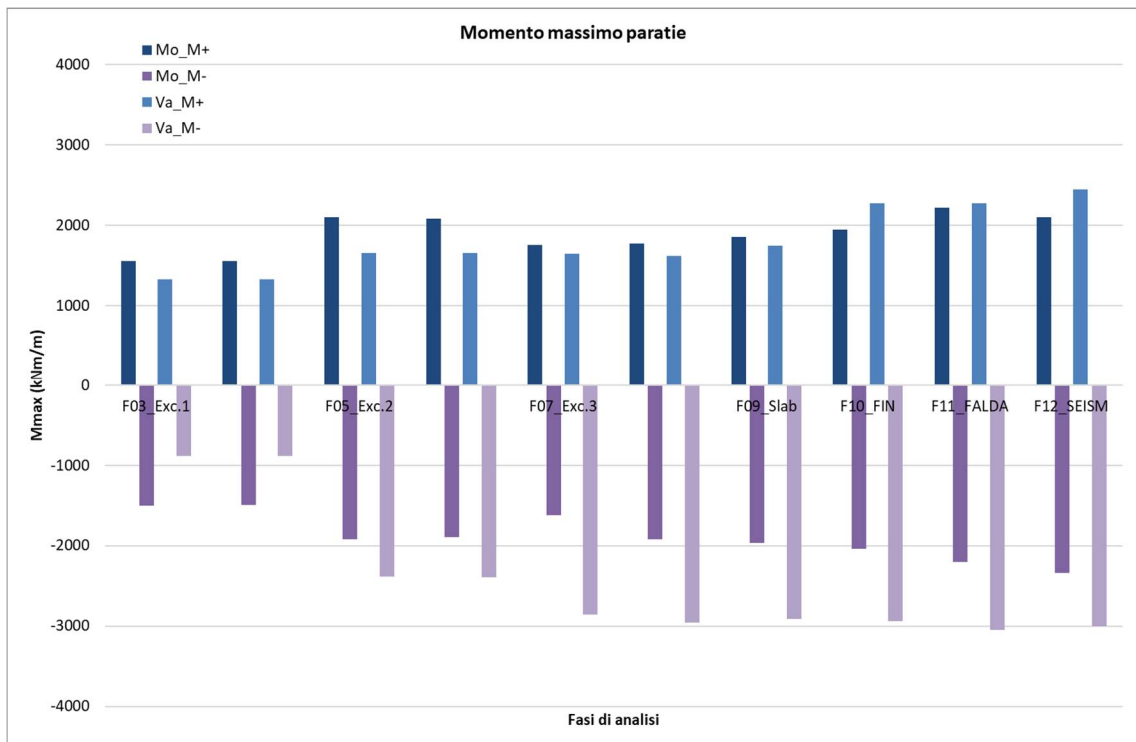


Figura 17 Risultati - Momenti massimi della paratia di monte e di valle per ogni fase di analisi

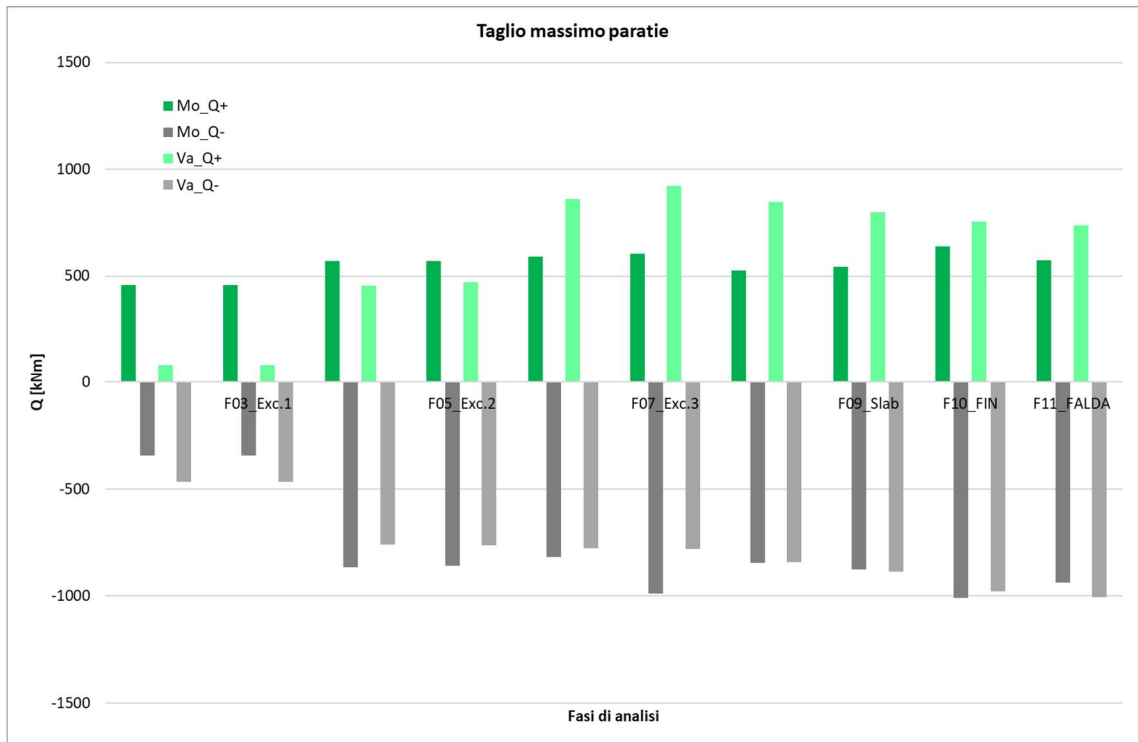


Figura 18 Risultati - taglio massimo nelle paratie per ogni fase di analisi

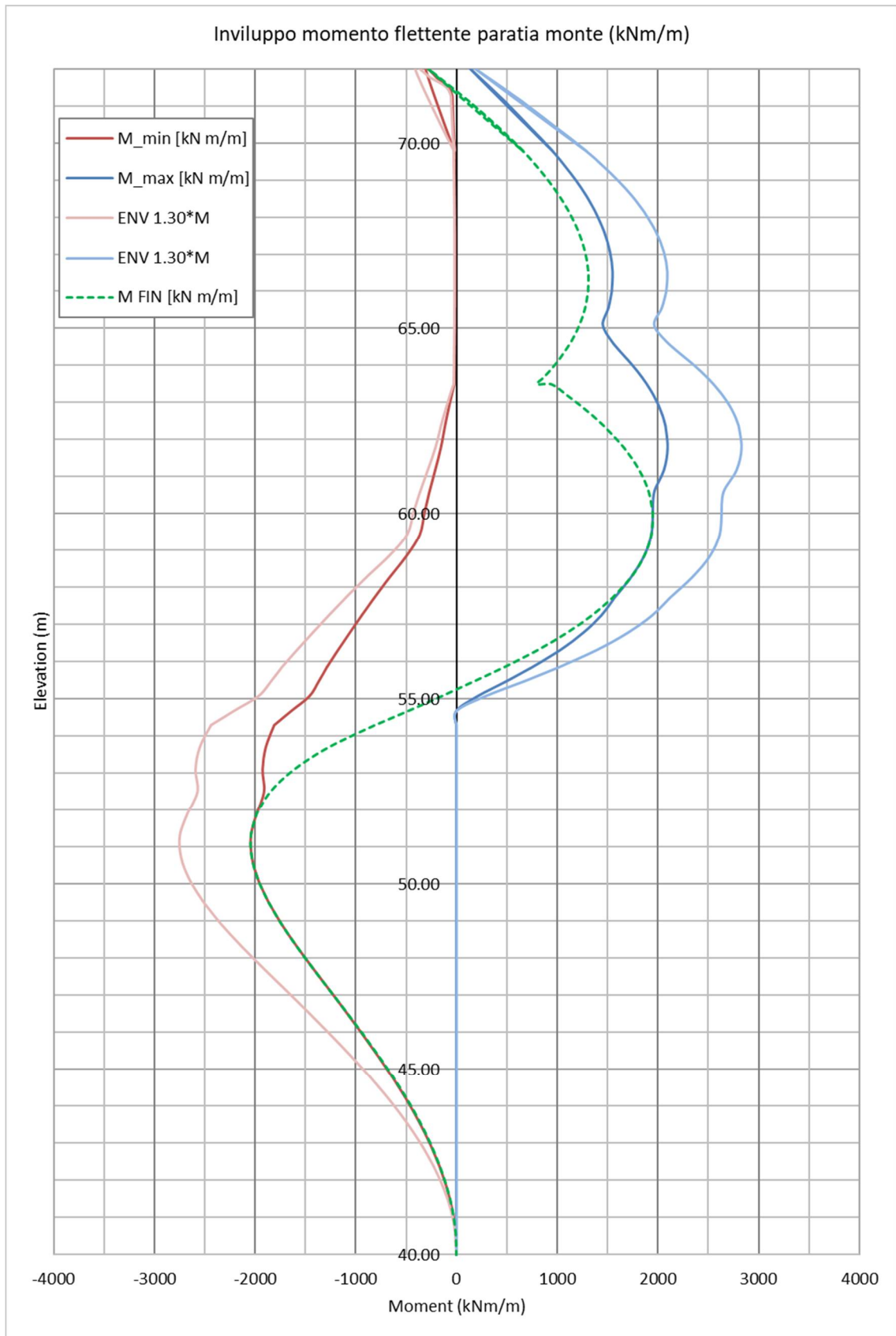


Figura 19 Inviluppo momenti flettenti per la paratia di monte (valori caratteristici e amplificati) e sollecitazioni in fase finale

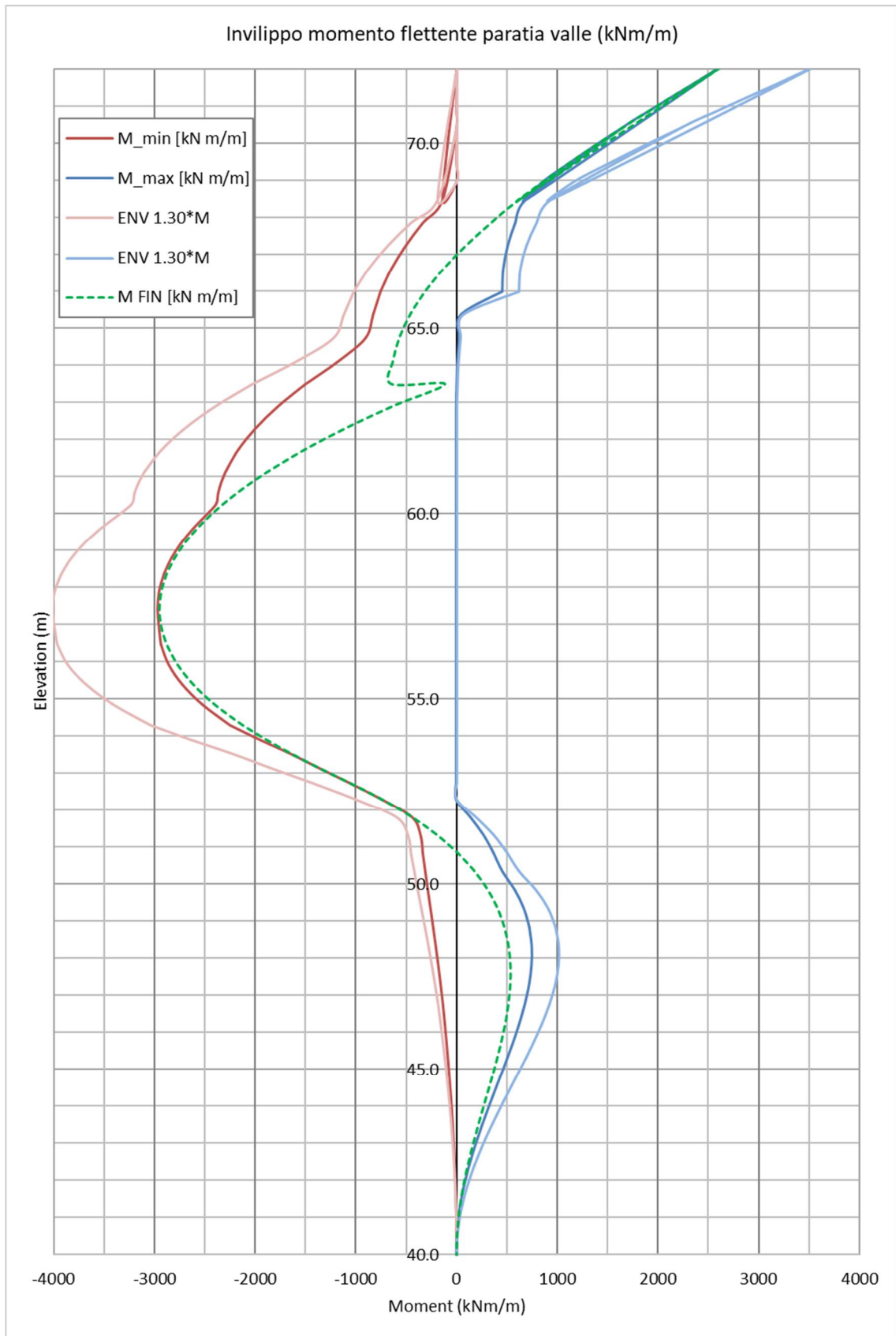


Figura 20 Inviluppo momenti flettenti per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e sollecitazioni in fase finale

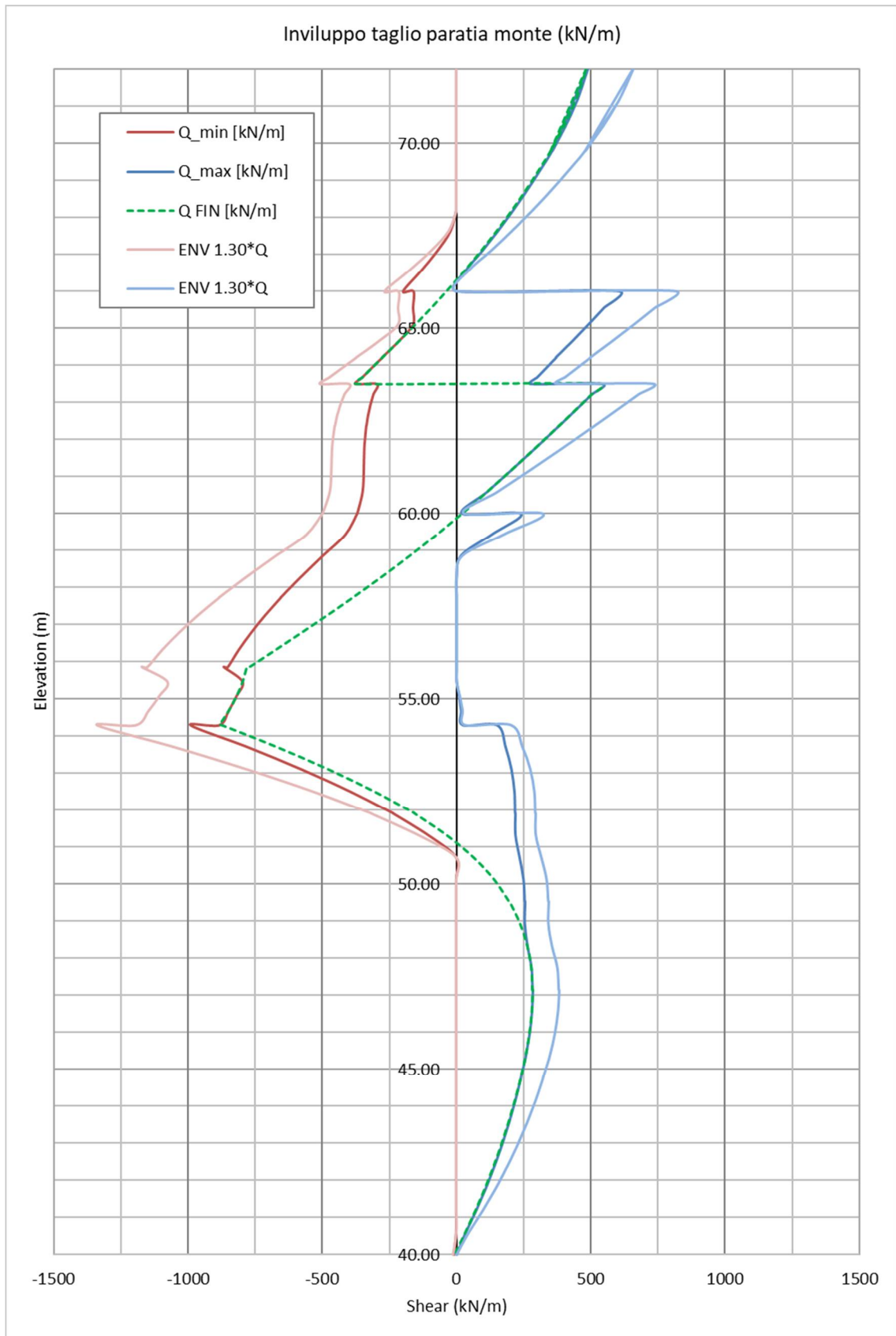


Figura 21 Involuppo taglio per la paratia di monte (valori caratteristici e amplificati) e sollecitazioni in fase finale

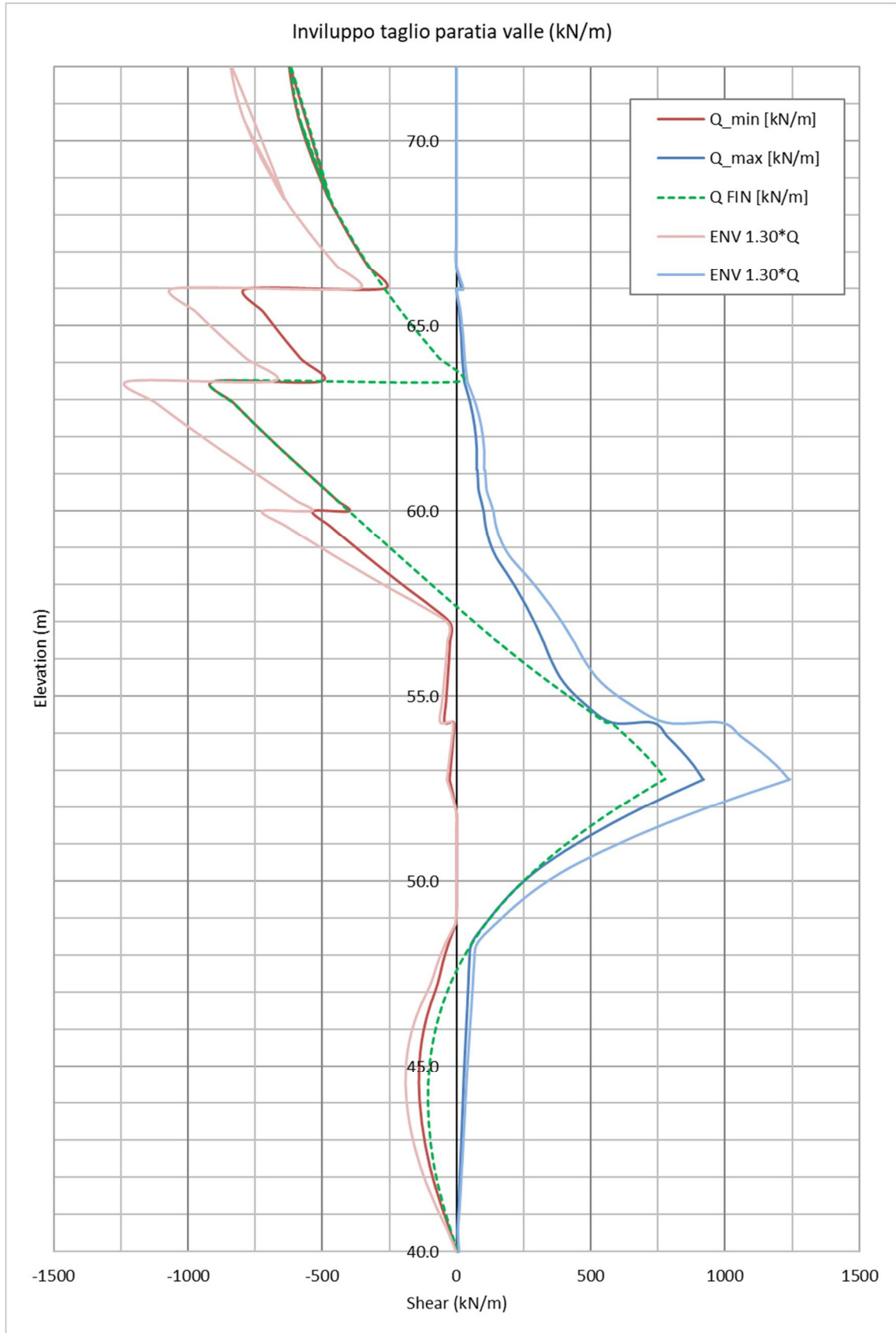


Figura 22 Inviluppo taglio per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e sollecitazioni in fase finale

7. VERIFICHE STRUTTURALI

7.1 Paratie e orizzontamenti in c.a.

7.1.1 Verifiche flessionali

Le verifiche a pressoflessione sono state condotte secondo le prescrizioni contenute nelle NTC08 al paragrafo 4.1.2.1.2.1 “Resistenza a sforzo normale e flessione” considerando una porzione di rivestimento di larghezza unitaria. Deve verificarsi la seguente condizione:

$$M_{rd} = M_{rd}(N_{ed}) \geq M_{ed}$$

In cui M_{ed} e N_{ed} sono i valori di calcolo della componente flessionale ed assiale, M_{rd} è il valore del momento resistente corrispondente ad N_{ed} . Si descrivono nel seguito le leggi costitutive impiegate per il calcolo a rottura delle sezioni per pressoflessione.

Resistenze di calcolo del calcestruzzo:

Legge costitutiva parabola-rettangolo

deformazione limite tratto parabola $\epsilon_{c2} = 0.2\%$

deformazione limite $\epsilon_{cu} = 0.35\%$

resistenza di calcolo $\sigma_c = f_{cd}$

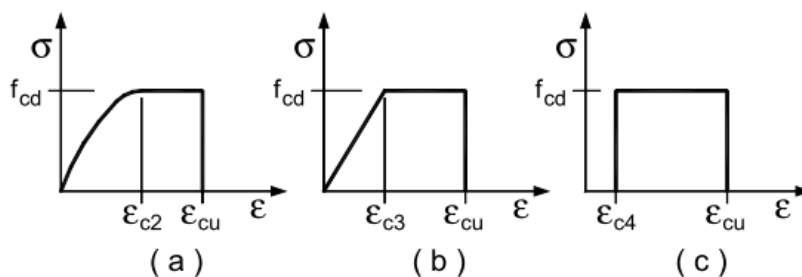


Figura 23: Modelli s-e per il calcestruzzo. Nel caso in esame è stato utilizzato il modello parabola rettangolo (a)

coefficiente materiale slu $\gamma_c = 1.5$

resistenza in compressione $f_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$

Resistenze di calcolo dell'armatura ordinaria:

Legge costitutiva bilineare elastica-perfettamente plastica

$|\epsilon| \leq |\epsilon_y|$ tratto elastico $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$ ($E_s = 206'000$ MPa)

$|\epsilon_y| \leq |\epsilon| \leq |\epsilon_u|$ tratto plastico $\sigma_s = f_{yd}$

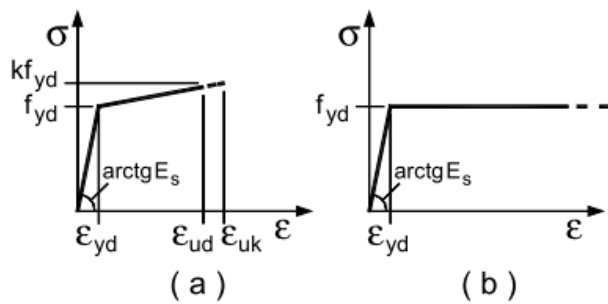


Figura 24: Modelli s-e per l'acciaio. Nel caso in esame è stato utilizzato il modello elastico perfettam. plastico (b)

coefficiente materiale slu $\gamma_s = 1.15$
 resistenza di snervamento $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ MPa}$
 deformazioni limite $|\varepsilon_y| = f_{yd}/E_s \quad |\varepsilon_u| = 0.01$

Le verifiche sono state effettuate allo SLU, a presso-flessione e a taglio, amplificando con il coefficiente $\gamma_q=1.3$ i valori di M e Q in output al programma di calcolo, il valore di azione assiale è stato straccurato nelle verifiche a vantaggio di sicurezza. Il calcestruzzo impiegato (classe C35/45) appartiene alla classe di esposizione XC2, mentre le barre di armatura impiegate sono in acciaio ordinario (armature poco sensibili). Le verifiche sono state condotte considerandola larghezza d'influenza per i pali primari e secondari, rispettivamente 1.5m e 0.9m, come illustrato nella figura di seguito; copriferro adottato è pari a 10 cm.

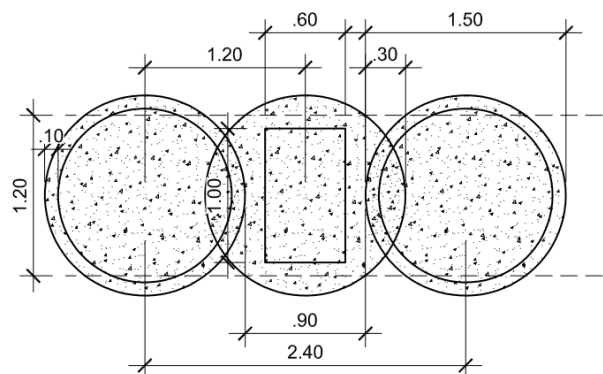


Figura 25 Paratia di pali secanti – Schema geometrico raffigurante l'alternanza tra pali primari e secondari

Di seguito sono presentate le verifiche a flessione per i pali primari e secondari.

ELEMENTO: PALO SECONDARIO (ARMATURA CIRCOLARE)

Calcestruzzo C35/45 Armatura B450C

Caratteristiche $\varnothing=1.5\text{m}$, Interasse $i=1.2\text{m}$ Copriferro $c=10\text{cm}$

Lato	L	$Y_{ABS,max}$	$Y_{ABS,min}$	ARM	$A_{s,tot}$	M_{SLU}	$M_{SLU} \times$ ELEM	$M_{RD} \times$ ELEM	FS_{SLU}
(-)	(m)	(m)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(kNm)	(kNm)	(-)
M	8	72	64	20 \varnothing 32+10 \varnothing 26	213.9	2800	4200.0	5244.0	1.2
M	12	64	52	20 \varnothing 32+10 \varnothing 26	213.9	2800	4200.0	5244.0	1.2
M	12	52	40	20 \varnothing 32+10 \varnothing 26	213.9	2600	3900.0	5244.0	1.3
V	8	72	64	20 \varnothing 32+20 \varnothing 26	267.0	3000	4500.0	6312.0	1.4
V	12	64	52	20 \varnothing 32+20 \varnothing 26	267.0	4000	6000.0	6312.0	1.1
V	12	52	40	20 \varnothing 32+10 \varnothing 26	213.9	1000	1500.0	5244.0	3.5

Tabella 6: Pali secondari – Verifica a flessioneELEMENTO: PALO PRIMARIO (ARMATURA RETTANGOLARE)

Calcestruzzo C35/45 Armatura B450C

Caratteristiche $\varnothing = 1.5\text{m}$ (sezione utile 1.2m x 0.9m), Interasse $i = 1.2\text{m}$ Copriferro $c = 15\text{cm}$ (laterale)

Lato	L	$Y_{ABS,max}$	$Y_{ABS,min}$	ARM	$A_{s,tens}$	M_{SLU}	$M_{SLU} \times$ ELEM	$M_{RD} \times$ ELEM	FS_{SLU}
(-)	(m)	(m)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(kNm/m)	(kNm)	(-)
M	8	72	64	5 \varnothing 30+5 \varnothing 30	70.7	2800	2766	2520	1.1
M	12	64	52	5 \varnothing 30+5 \varnothing 30	70.7	2800	2766	2520	1.1
M	12	52	40	5 \varnothing 30+5 \varnothing 30	70.7	2600	2766	2340	1.2
V	8	72	64	5 \varnothing 30+5 \varnothing 30	70.7	3000	2766	2700	1.0
V	12	64	52	10 \varnothing 30+5 \varnothing 25	95.2	4000	3726	3600	1.0
V	12	52	40	5 \varnothing 30+5 \varnothing 20	51.1	1000	1998	900	2.2

Tabella 7: Pali primari – Verifica a flessione

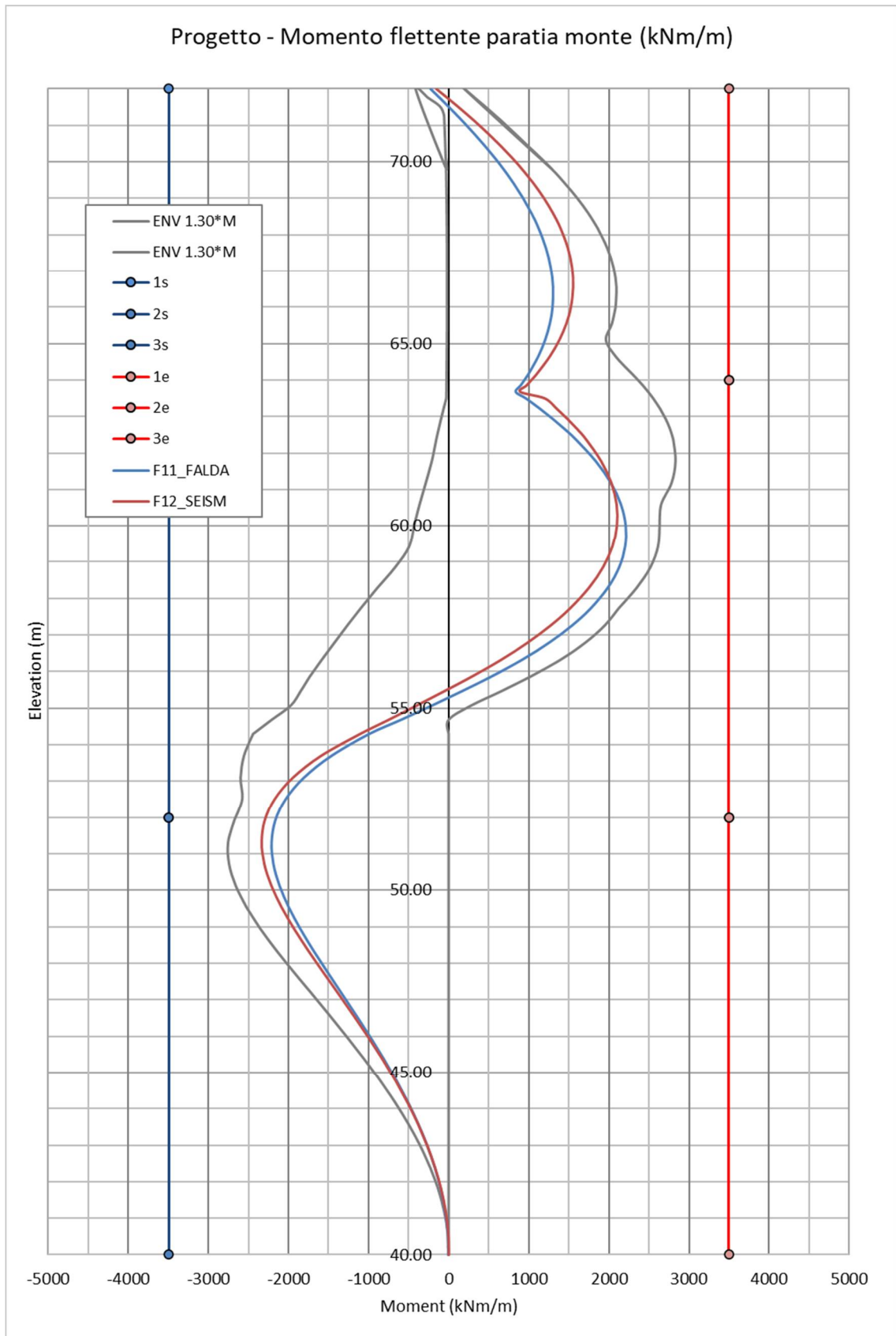


Figura 26 Involuppo taglio per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e resistenze

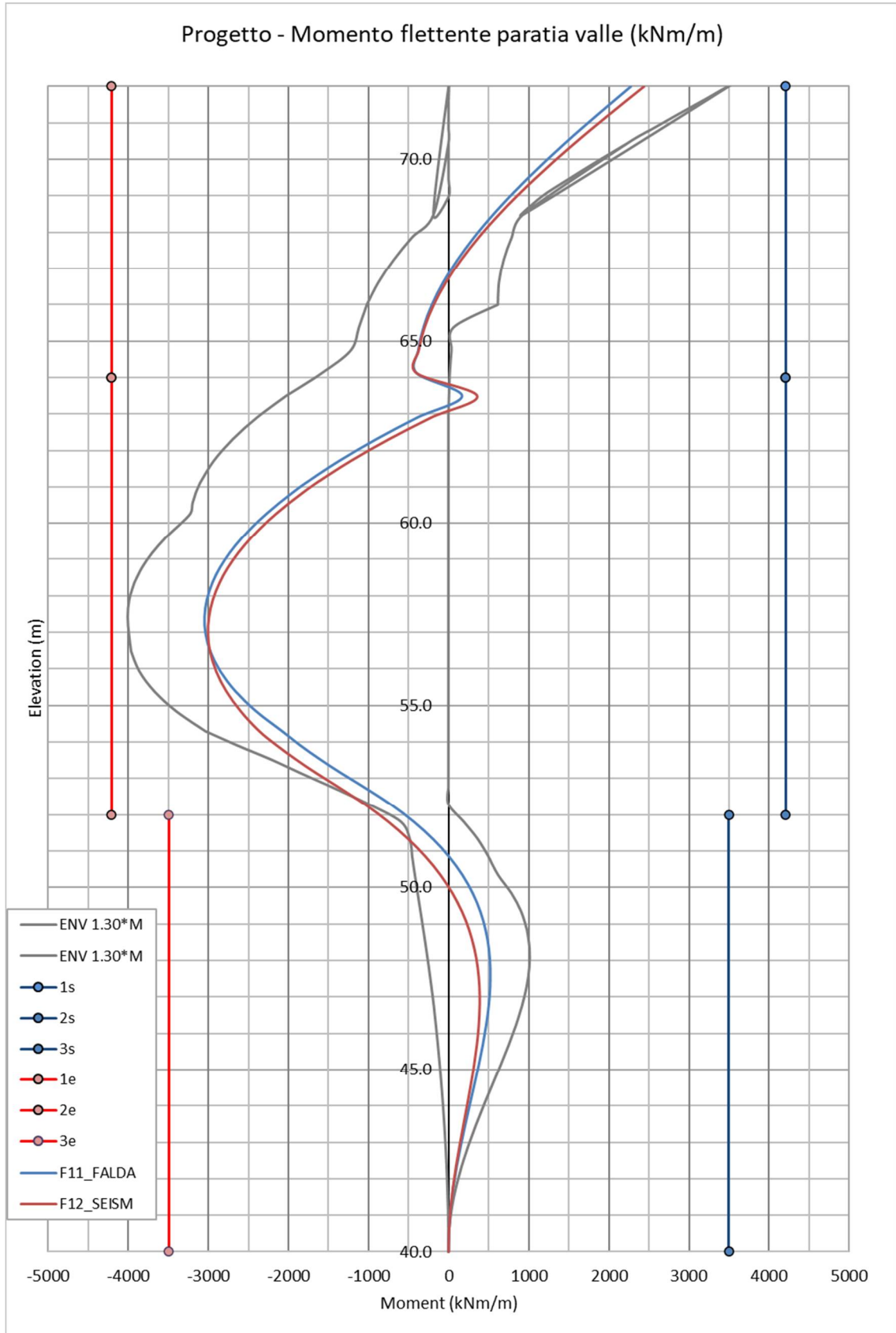


Figura 27 Involuppo taglio per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e resistenze

7.1.2 Verifiche a taglio

Per il calcolo di resistenza al taglio sono state considerate le seguenti disposizioni:

Resistenza della sezione senza armatura specifica

Caso in cui l'azione di taglio sia minore della resistenza del solo calcestruzzo ovvero si verifichi la condizione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc}$$

viene considerata l'armatura minima calcolata come $A_{sw}/b_{ws} = 0.08 (f_{ck})^{0.5}/f_{yk}$. La resistenza a taglio della sezione è calcolata come

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Con un minimo pari a

$$V_{Rd,c} = [v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

In cui

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$k_1 = 0.15$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$$

Resistenza a taglio con armatura specifica

Caso in cui sia necessaria un'armatura dedicata per la verifica a taglio (metodo a inclinazione variabile). In generale la resistenza è fornita dalla minore tra la resistenza taglio-trazione e taglio-compressione:

$$V_{RD} = \min (V_{Rds}, V_{Rcd})$$

In cui le resistenze sono calcolate rispettivamente con le relazioni, in cui la $\cot \theta$ può variare tra i valori 1e 2.5 ovvero 45° e 21.81° rispettivamente:

$$V_{Rd,c} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$$

Data un particolare configurazioni possono verificarsi le seguenti condizioni in funzione del valore di $\cot \theta^*$ per il quale si registra la contemporanea crisi delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura trasversale:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1.0 ÷ 2.5) è possibile valutare il taglio resistente V_{Rd} ($=V_{Rcd} = V_{Rsd}$) mediante una delle due relazioni riportate in precedenza.

- Se la $\cot\theta^*$ è maggiore di 2.5, la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente V_{Rd} ($= V_{Rsd}$) coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile mediante la relazione precedente per V_{Rsd} con $\cot\theta = 2.5$.
- Se la $\cot\theta^*$ è minore di 1.0, la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente V_{Rd} ($= V_{Rcd}$) coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile mediante la relazione precedente per V_{Rcd} con $\cot\theta = 1.0$.

Le diverse condizioni possono generalizzarsi assumendo quale resistenza a taglio V_{Rd} (ovvero t_{Rd}), la massima resistenza desunta dall'involuppo minimo effettuato sugli andamenti delle resistenze adimensionali t_{Rcd} , t_{Rsd} , nell'intervallo $1,0 \leq \cot\theta \leq 2,5$, come può osservarsi dal grafico della figura seguente.

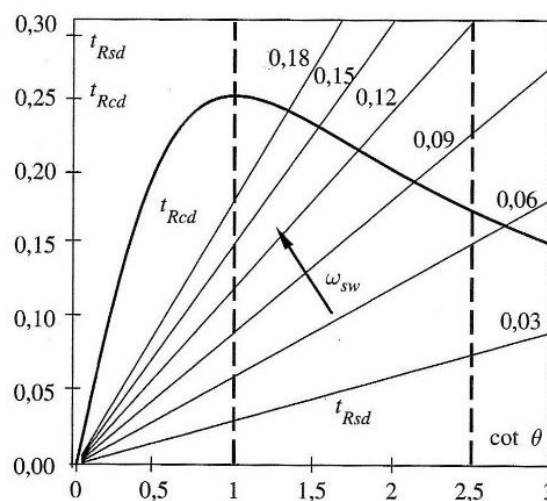


Figura 28 Valutazione del taglio resistente t_{Rd} per diversi valori della $\cot\theta^*$ nell'ipotesi di membratura non compressa e armatura trasversale costituita da sole staffe.

Per tener conto della forma ricolare dei pali secondari si è utilizzato l'approccio di Clarke-Birjandi (1993) che prevede il calcolo di una sezione equivalente considerando i seguenti parametri

d = distanza dal bordo al baricentro dell'armatura longitudinale tesa

$$\sin(\alpha) = 2 \times r_s / \pi \times r \quad (0 < \alpha < \pi/2)$$

$$A_v = r^2 \times [\pi/2 + \alpha + \sin(\alpha) \times \cos(\alpha)]$$

$$d = r \times [1 + \sin(\alpha)]$$

$$b_w = A_v / d$$

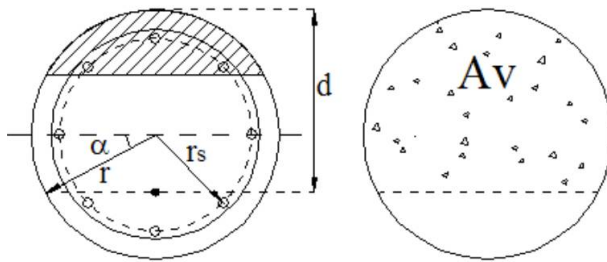
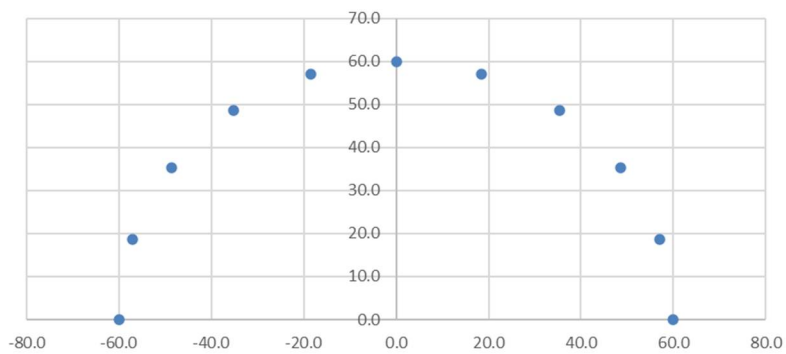


Figura 29 Valutazione del taglio resistente t_{Rd} per diversi valori della $\cot\theta$ nell'ipotesi di membratura non compressa e armatura trasversale costituita da sole staffe.

R (cm)	n (-)	Angolo (°)	x (cm)	y (cm)	Ai (cm ²)	Ai · yi (cm ³)	$\Sigma Ai \cdot yi$ (cm ³)	ΣAi (cm ²)	x_g (cm)
60.0	20.0	0.0	60.0	0.0	16.1	0.0	6093.4	176.9	34.0
60.0	20.0	18.0	57.1	18.5	16.1	298.2			
60.0	20.0	36.0	48.5	35.3	16.1	567.3			
60.0	20.0	54.0	35.3	48.5	16.1	780.8			
60.0	20.0	72.0	18.5	57.1	16.1	917.9			
60.0	20.0	90.0	0.0	60.0	16.1	965.1			
60.0	20.0	108.0	-18.5	57.1	16.1	917.9			
60.0	20.0	126.0	-35.3	48.5	16.1	780.8			
60.0	20.0	144.0	-48.5	35.3	16.1	567.3			
60.0	20.0	162.0	-57.1	18.5	16.1	298.2			
60.0	20.0	180.0	-60.0	0.0	16.1	0.0			

Tabella 8: Verifica sezione circolare - Determinazione altezza utile



ELEMENTO: PALO SECONDARIO (ARMATURA CIRCOLARE)

Calcestruzzo C35/45 Armatura B450C

Caratteristiche $\varnothing=1.5\text{m}$, Interasse $i=1.2\text{m}$

Copriferro $c=10\text{cm}$

Altezza di calcolo $d_{eq} = 0.97\text{m}$

Larghezza di calcolo $b_{eq} = 1.2\text{m}$

Armatura a taglio : staffe a spirale a 90° ($\text{ctg}\alpha = 0$)

Dimensioni equivalenti sezione circolare

Diametro palo D	Raggio Palo r	R baric. armatura rs	sen(α)	cos(α)	α	Area eff.	Alt. Eff. d_{eq}	Largh. Eff. b_{eq}
(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(-)	(-)	mm ²	mm	mm
1500	750	340	0.3	1.0	0.3	1'203'684	966	1245

1.5 V_{sdu}	Arm.	A_{sw}/s	α_{cw}	ω_{sw}	$\text{ctg}\theta^*$	θ^*	θ	$\text{ctg}\theta$	$V_{rd,c}$	V_{rds}	V_{rd}	FS_{SLU}
(kN)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	($^\circ$)	($^\circ$)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
1875	$\varnothing 18 / 30\text{cm} + \varnothing 20 / 60\text{cm}$	2.70	1	0.06	3.3	17.0	21.8	2.50	3499	2305	2305	1.2

Tabella 9: Verifica a taglio palo secondario circolare

ELEMENTO: PALO PRIMARIO (ARMATURA RETTANGOALRE)

Calcestruzzo C35/45 Armatura B450C

Caratteristiche $\varnothing = 1.5\text{m}$ (sezione utile $1.2\text{m} \times 0.9\text{m}$), Interasse $i = 1.2\text{m}$

Copriferro $c = 15\text{cm}$ (laterale)

Altezza di calcolo $d = 1.0\text{m}$

Larghezza di calcolo $b=0.6\text{m}$

Armatura a taglio : staffe chiuse a 90° ($\text{ctg}\alpha = 0$)

0.9 V_{sdu}	s	A_{sw}	α_{cw}	ω_{sw}	$\text{ctg}\theta^*$	θ^*	θ	$\text{ctg}\theta$	$V_{rd,c}$	V_{rds}	V_{rd}	FS_{SLU}
(kN)	(m)	(mm ²)	(-)	(-)	(-)	($^\circ$)	($^\circ$)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
1125	$\varnothing 18 / 30\text{cm} \cdot 0.30$	508.9	1	0.06	2.8	19.8	21.8	2.50	1804	1493	1493	1.3

Tabella 10: Verifica a taglio palo primario rettangolare

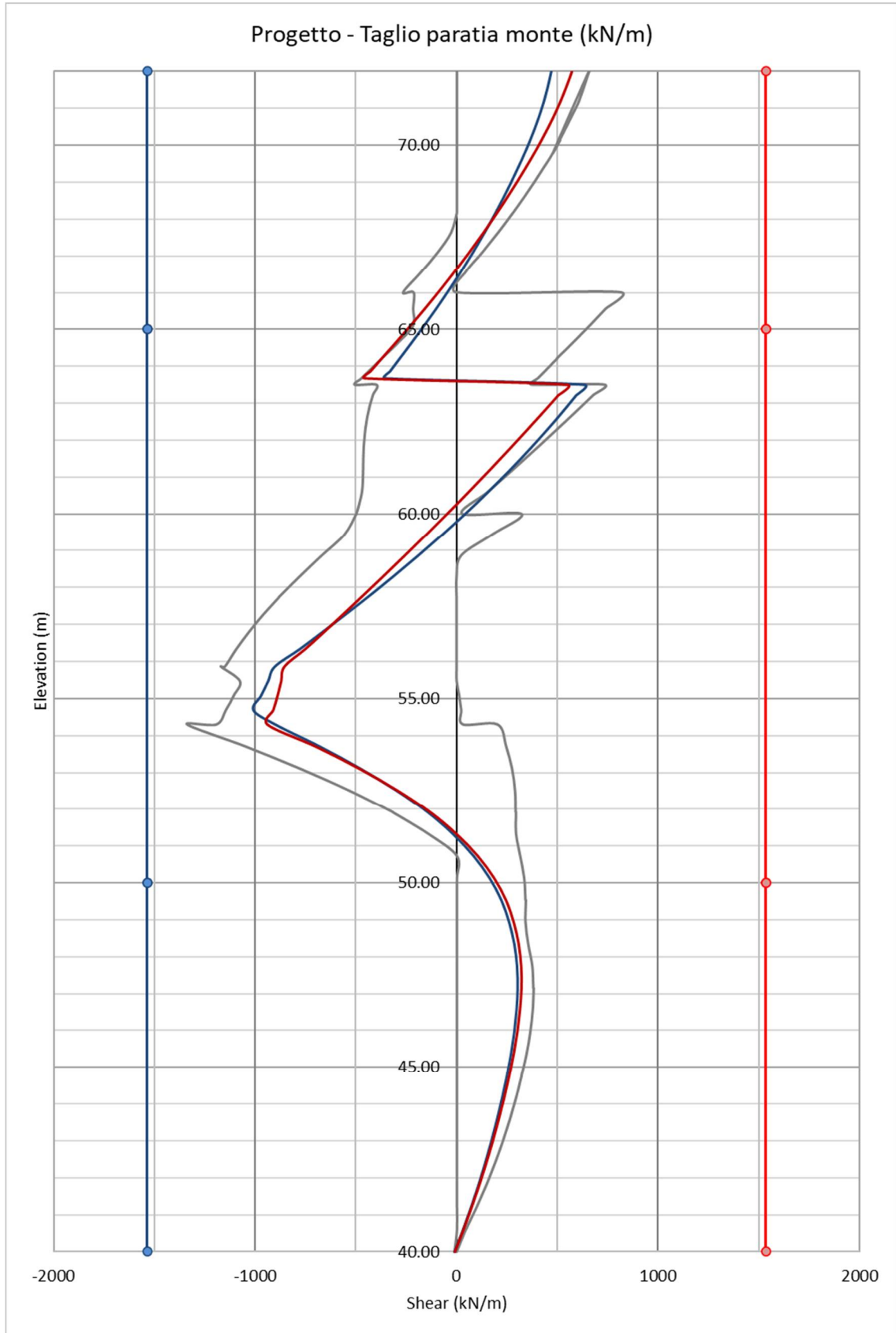


Figura 30 Involuppo taglio per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e resistenze

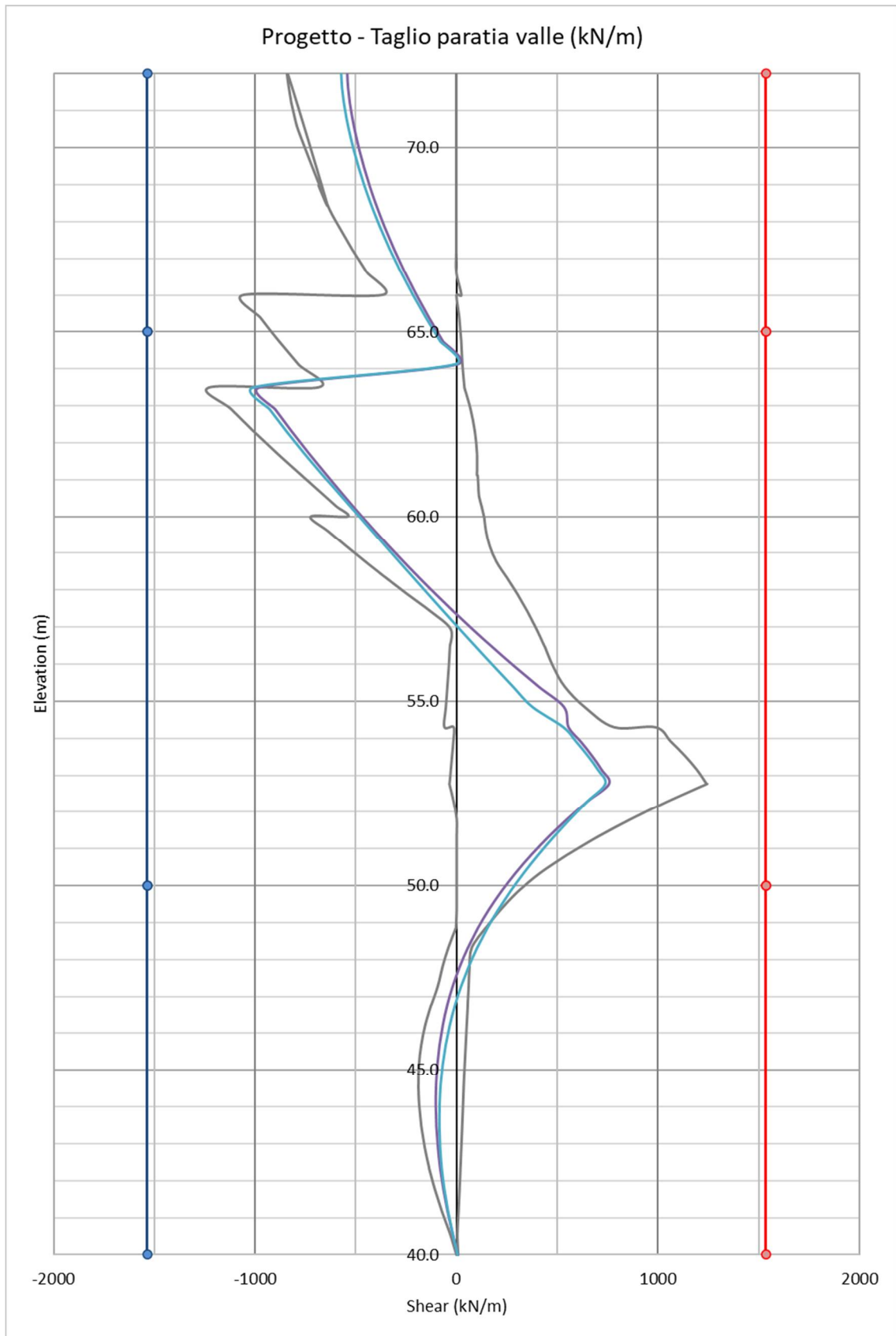


Figura 31 Involuppo taglio per la paratia di valle (valori caratteristici e amplificati) e resistenze

7.2 Verifiche puntoni metallici

La verifica dei puntoni metallici è stata condotta considerando le azioni trasmesse dalle paratie del peso proprio, della variazione di temperatura e delle imperfezioni. I dati della sezione sono riportati nella tabella seguente.

Profilo circolare	Spessore	Area	Tipo acciaio	Lungh.	Momento d'inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	Raggio d'inerzia
Ø (mm)	s (mm)	A(mm ²)	f _{yk} (MPa)	L (m)	I _y (mm ⁴)	W _{el} (mm ³)	W _{pl} (mm ³)	i _y (mm)
900	20	55'292	355	16.5	5.35E+09	1.19E+07	1.54E+07	311.2

Tabella 11: Puntoni in acciaio – Dati del profilo metallico

LA verifica è condotta in accordo con le prescrizioni dell'Eurocodice 3 e delle NTC08. Le condizioni di verifica sono le seguenti:

Compressione

Il valore di calcolo dello sforzo di compressione N_{Ed} agente sulla sezione trasversale deve soddisfare la condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Il valore di progetto $N_{c,Rd}$ della resistenza della sezione trasversale alla compressione uniforme deve essere determinato come segue (per sezioni della classe 1, 2 o 3):

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}}$$

Flessione

Il valore M_{Ed} del momento flettente in ciascuna sezione trasversale deve soddisfare:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0$$

Il valore di progetto della resistenza di una sezione alla flessione rispetto a uno dei suoi assi principali è determinato come segue (per sezioni della classe 1, 2 o 3):

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{m0}}$$

Taglio

Il valore di calcolo V_{Ed} dello sforzo in ciascuna sezione deve soddisfare:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1.0$$

In assenza di torsione, il valore di progettazione della resistenza al taglio di plastica è dato dall'espressione:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}}$$

Dove A_v è l'area di taglio

Instabilità flessionale

Una barra compressa deve essere verificata per la deformazione come segue:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

Dove:

N_{Ed} è il valore di progetto della forza di compressione

$N_{b,Rd}$ è la resistenza di progetto della barra compressa alla deformazione

La resistenza di progetto di un elemento compresso viene valutata mediante (per sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}}$$

Nel caso di barre compresse assialmente, il valore di χ dovrebbe essere determinato per la ridotta snellezza, dalla curva di instabilità interessata, applicando:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mais } \chi \leq 1.0$$

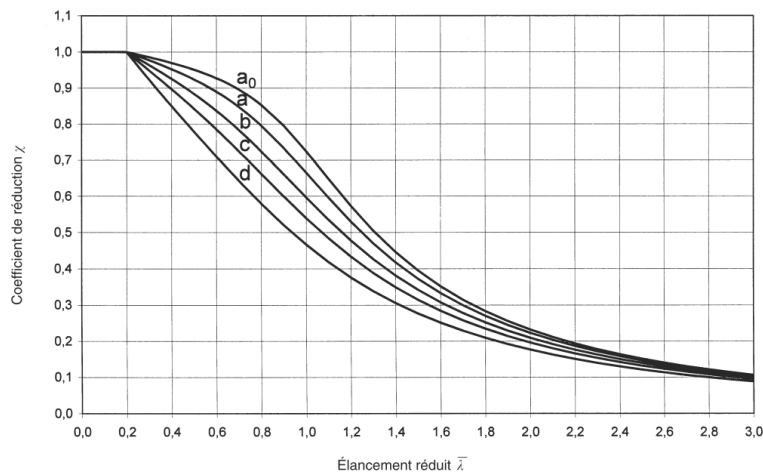
Dove:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{A f_y / N_{cr}}$$

α = fattore d'imperfezione

N_{cr} = forza normale critica nella deformazione elastica per la corretta modalità di deformazione, basata sulle proprietà della sezione trasversale.

**Tabella 12:** Curve di instabilità

Elemento strutturale	Quota	Azione assiale	Azione assiale amplificata
Scavo 2	Y [m]	N [kN]	1.3 x N [kN]
Puntoni 1° livello	66	-4925	-6402
Puntoni 2° livello	-	-	-
scavo 3	Y [m]	N [kN]	-
Puntoni 1° livello	66	-5530	-7189
Puntoni 2° livello	60	-3506	-4558
Fondo scavo	Y [m]	N [kN]	-
Puntoni 1° livello	66	-5602	-7282
Puntoni 2° livello	60	-3700	-4810

Tabella 13: Modello FEM – Azioni nei puntoni metallici

La tabella seguente sintetizza il calcolo considerando il rapporto di utilizzo; la verifica è soddisfatta quando il valore è inferiore all'unità.

Verifica	Azioni considerate per la verifica	Rapporto di utilizzo	
Compressione	Pressione terreno + Temp. + Imperf. Lat.	ρ_{Nc}	0.634
Flessione asse y - y	Peso proprio	ρ_{My}	0.037
Flessione / compressione	Pressione terreno + Imperf. + Eccentricità p.p.	$\rho_{N - My}$	0.623
Flessione / compressione	Pressione terreno + Temp. + Imperf. Lat.	$\rho_{N - My}$	0.679
Taglio direzione z - z	Pressione terreno + Temp. + Imperf. Lat.	ρ_{Vz}	0.008
Sforzo assiale e taglio	Pressione terreno + Temp. + Imperf. Lat.	$\rho_{My - Vz}$	0.634
Instabilità flessionale	Pressione terreno + Temp. + Imperf. Lat.	$\rho_{buck, N}$	0.745

Tabella 14: Risultati delle verifiche dei puntoni in acciaio

7.3 Verifiche solette in c.a.

Gli elementi orizzontali in c.a. ovvero soletta di copertura, soletta intermedia e soletta di fondazione sono stata verificata agli stati limite SLU ed SLE considerando le sollecitazioni ottenute dal modello agli elementi finiti descritto nel presente documento.

Per le verifiche allo SLU, analogamente alle opere verticali, sono state considerate le massime sollecitazioni amplificate del coefficiente 1.3. Per le verifiche a flessione non è stato considerato, a favore di sicurezza il contributo dell'azione assiale di compressione. Per quanto riguarda lo stato limite SLE è stata considerata la verifica senza calcolo diretto che si applica verificando la tensione nelle barre di armatura longitudinale tesa. In particolare, si è considerata una tensione massima inferiore a 200 MPa.

Nel seguito sono riportate le verifiche delle solette in c.a., considerando la sezioni trasversali maggiormente significative. Sono stati considerati ferri longitudinali, paralleli all'asse della galleria, ripartitori \varnothing 16/20cm.

Elemento	H	Classe di calcestruzzo	Armatura	Copriferro
(-)	(m)	(-)	(-)	(cm)
Soletta superiore	1.2	C28/35	B450C	7.5
Soletta intermedia	1.0	C28/35	B450C	7.5
Soletta inferiore	1.2	C28/35	B450C	7.5
Contropareti	0.6	C28/35	B450C	5.0

Tabella 15: Solette dati generali

Soletta di copertura

Lato	Sez	ARM	A _{s, tens}	M _{SLE}	X	$\sigma_{c, compr}$	$\sigma_{c, lim}$	$\sigma_{s, comp}$	$\sigma_{s, tens}$	$\sigma_{s, lim}$
(-)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sup	1.2x1.0	10 \varnothing 30+5 \varnothing 25	95.2	1800	0.35	5.84	8.93	69.3	186.7	200
Inf	1.2x1.0	5 \varnothing 25+5 \varnothing 25	73.6	1000	0.33	3.82	8.93	44.6	132.5	200

Tabella 16: Soletta superiore – Verifica a flessione SLE

Lato	Sez.	c	ARM	A _{s, tens}	M _{SLU}	M _{RD}	FS _{SLU}
(-)	(m)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(kNm)	(-)
Sup	1.2x1.0	0.075	10 \varnothing 30+5 \varnothing 25	95.2	2340	3773	1.6
Inf	1.2x1.0	0.075	5 \varnothing 25+5 \varnothing 25	73.6	1300	1945	1.5

Tabella 17: Soletta superiore – Verifica a flessione SLU

V_{sdu}	arm	A_{sw}	α_{cw}	ω_{sw}	$ctg\theta^*$	θ^*	θ	$ctg\theta$	$V_{rd,c}$	V_{rds}	V_{rd}	FS_{SLU}
(kN)	(-)	(mm ²)	(-)	(-)	(-)	(°)	(°)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
650	Ø14 / 40x40cm	307.9	1	0.02	5.0	11.4	21.8	2.50	2645	745	745	1.1

Tabella 18: Soletta superiore – Verifica a taglio SLU

Soletta di base

Lato	Sez	ARM	$A_{s, tens}$	M_{SLE}	X	$\sigma_{c, compr}$	$\sigma_{c, lim}$	$\sigma_{s, comp}$	$\sigma_{s, tens}$	$\sigma_{s, lim}$
(-)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sup	1.2x1.0	10Ø30+10Ø25	119.8	2600	0.39	7.52	8.93	91.0	213.1	200
Inf	1.2x1.0	5Ø25+5Ø25	49.1	1000	0.30	4.74	8.93	53.3	197.4	200

Tabella 19: Soletta superiore – Verifica a flessione SLE

Lato	Sez.	c	ARM	$A_{s, tens}$	M_{SLU}	M_{RD}	FS_{SLU}
(-)	(m)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(kNm)	(-)
Sup	1.2x1.0	0.075	10Ø30+10Ø25	119.8	3380	4745	1.4
Inf	1.2x1.0	0.075	5Ø25+5Ø25	49.1	1300	1945	1.5

Tabella 20: Soletta superiore – Verifica a flessione SLU

V_{sdu}	arm.	A_{sw}	α_{cw}	ω_{sw}	$ctg\theta^*$	θ^*	θ	$ctg\theta$	$V_{rd,c}$	V_{rds}	V_{rd}	FS_{SLU}
(kN)	(-)	(mm ²)	(-)	(-)	(-)	(°)	(°)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
650	Ø14 / 40x40cm	307.9	1	0.02	5.0	11.4	21.8	2.50	2645	745	745	1.1

Tabella 21: Soletta di base – Verifica a taglio SLU

Soletta intermedia

Lato	Sez	ARM	$A_{s, tens}$	M_{SLE}	X	$\sigma_{c, compr}$	$\sigma_{c, lim}$	$\sigma_{s, comp}$	$\sigma_{s, tens}$	$\sigma_{s, lim}$
(-)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Sup	1.0x1.0	5Ø25+5Ø25	49.1	800	0.26	5.16	8.93	55.3	193.8	200
Inf	1.0x1.0	5Ø25+5Ø25	49.1	400	0.26	2.58	8.93	27.7	96.9	200

Tabella 22: Soletta superiore – Verifica a flessione SLE

Lato	Sez.	c	ARM	$A_{s, tens}$	M_{SLU}	M_{RD}	FS_{SLU}
(-)	(m)	(m)	(-)	(cm ²)	(kNm/m)	(kNm)	(-)
Sup	1.0x1.0	0.075	5Ø25+5Ø25	49.1	1040	1599	1.5
Inf	1.0x1.0	0.075	5Ø25+5Ø25	49.1	520	1599	3.1

Tabella 23: Soletta superiore – Verifica a flessione SLU

V_{sdu}	Arm.	A_{sw}	α_{cw}	ω_{sw}	$ctg\theta^*$	θ^*	θ	$ctg\theta$	$V_{rd,c}$	V_{rds}	V_{rd}	FS_{SLU}
(kN)	(-)	(mm ²)	(-)	(-)	(-)	(°)	(°)	(-)	(kN)	(kN)	(kN)	(-)
195	Ø14 / 40x40cm	508.9	1	0.02	5.0	11.4	21.8	2.50	2164	610	610	3.1

Tabella 24: Soletta intermedia – Verifica a taglio SLU

ALLEGATO A

Analisi FEM - Risultati

