

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO.....	3
3.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4.1	SOFTWARES UTILIZZATI	5
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	6
7.	MATERIALI	11
8.	COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI	12
10.	ANALISI FEM 2D	14
10.1	ANALISI TERRA ARMATA	14
10.1.1	Parametri geotecnici.....	14
10.1.2	Elementi strutturali	15
10.1.3	Stabilità globale.....	15
10.1.4	Sezione di calcolo.....	16
10.1.5	Fasi di calcolo	17
10.1.6	Principali risultati delle analisi	25
10.2	VERIFICHE STRUTTURALI	39
10.2.1	Verifiche strutturali dei pali riduttori di cedimento	39
10.2.2	Verifiche strutturali delle geogriglie	43
11.	ASPETTI DI CARATTERE ESECUTIVO.....	45
11.1	COLONNE IN C.A. CFA	45
12.	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI.....	46
12.1	PREMESSA	46
12.2	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	46
12.2.1	Determinazione della zona compressibile Hc	46
12.2.2	Terreni sabbiosi.....	46
12.2.3	Terreni argillosi e/o stratificati	47
12.2.4	Tipi di cedimento.....	47
12.2.5	Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento	49
12.2.6	Determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti.....	49
12.3	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEL RILEVATO IN TERRA RINFORZATA	52
13.	APPENDICE A. ANALISI DEI CEDIMENTI. TABULATI DI CALCOLO CED.....	56
13.1	RILEVATO TERRA ARMATA - CEDIMENTI TOTALI	56
13.2	RILEVATO TERRA ARMATA - CEDIMENTI IMMEDIATI	59
13.3	DECORSO CEDIMENTI NEL TEMPO	62

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 3 DI 62
-----------------------------------	--	-----------------

1. INTRODUZIONE

La presente relazione affronta il dimensionamento della terra armata prevista nell'ambito del progetto definitivo del "Nuovo svincolo di Mormanno", sulla autostrada A2 del Mediterraneo (svincoli Nord e Sud).

2. SCOPO E CONTENUTI DEL DOCUMENTO

In particolare la presente relazione di calcolo fa riferimento al dimensionamento geotecnico-strutturale delle terre rinforzate OS7 e OS8, lato destro (pk 0+820-1+150) e lato sinistro (pk 1+110-1+130) in corrispondenza della Rampa 2-2 dello svincolo Nord.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera in terra rinforzata è costituita da un rilevato con scarpate a pendenza di circa 63° con banche intermedie di larghezza 1.0 m per altezze maggiori di 4 m circa con elementi di rinforzo costituiti da geogriglie che sono previsti di due tipologie a diversa resistenza. Le geogriglie a maggiore resistenza (denominate R200) sono previste nelle zone delle banche e sono continui da un lato all'altro del rilevato. Le geogriglie con resistenza inferiore (denominate R50) sono previste altrove e non sono continue (lunghezza circa 4.7 – 5.7 m).

Il rilevato sarà consolidato tramite pali in c.a. riduttori di cedimento, realizzati con tecnologia ad elica continua (CFA), con diametro nominale Ø500 mm disposti planimetricamente con maglia ad interasse 2.50 m e lunghezza 18.0 m per le sezioni di massima altezza. Tali pali saranno completati in testa da un "cappellotto" circolare in c.a. di spessore 0.50 m e diametro 1.20 m, che avrà funzione di distribuire e massimizzare l'incremento di carico trasferito ai pali dal rilevato.

La fondazione sarà realizzata tramite un preventivo scavo di scotico e bonifica del terreno vegetale, di spessore circa pari a 0.80 m, che saranno riempiti con materiale da rilevato e con sabbia di regolarizzazione per gli ultimi 0.20 m al di sopra dei cappellotti. Al di sopra di tale elemento è prevista una geogriglia di ripartizione, seguita da uno strato di materiale anticapillare, protetto da geotessuto (TNT).

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento:

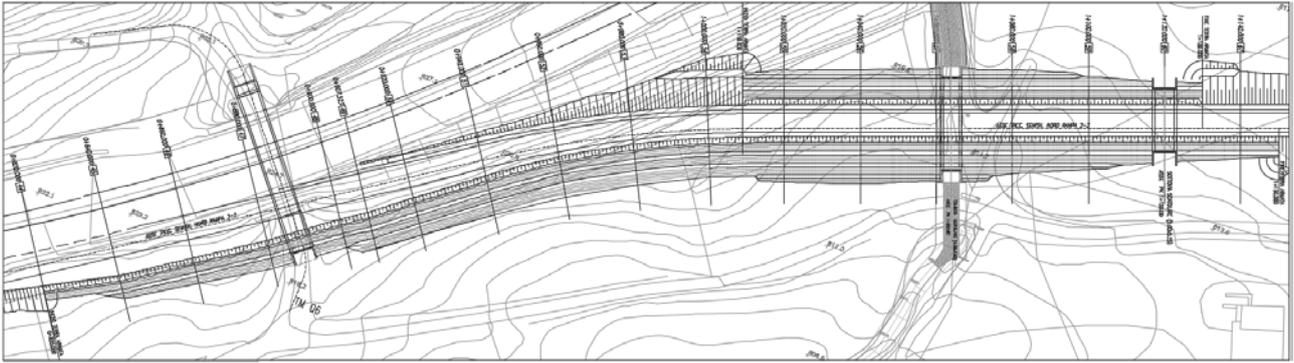


Figura 1 – Inquadramento planimetrico

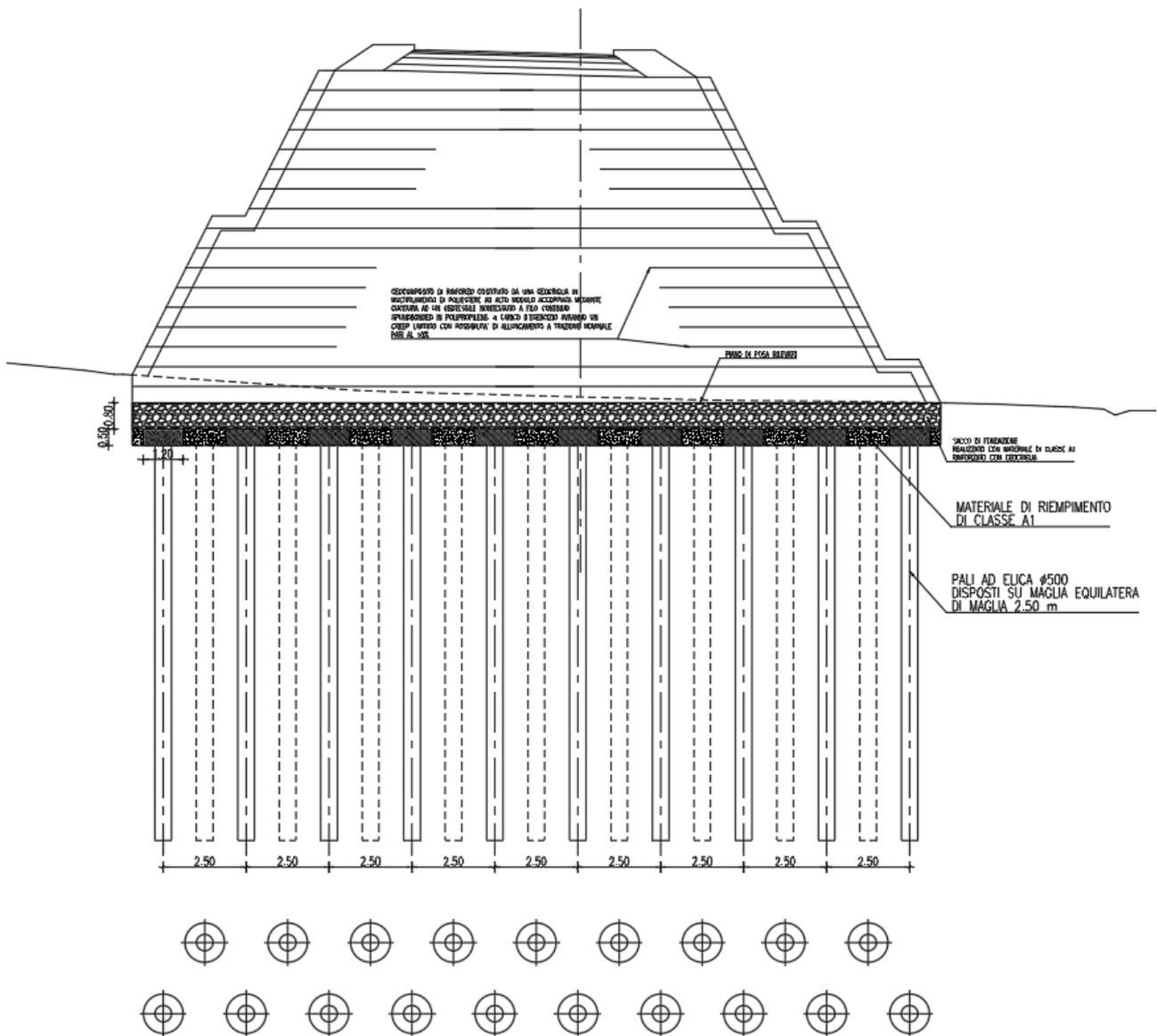


Figura 2 – Sezione trasversale tipo

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 5 DI 62
-----------------------------------	--	-----------------

4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» (GU n. 42 del 20 febbraio 2018).

Rif. [2] Circolare Applicativa n 7 del 21 gennaio 2019 (GU n.35 del 11-2-2019 – Suppl. Ordinario n. 5.).

UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

4.1 Softwars utilizzati

- Plaxis 2D (v2019), codice bidimensionale agli elementi finiti per analisi geotecniche.
- CED (Aprile, 1999). G. Guiducci (Rimini). Programma di calcolo per l'analisi dei cedimenti per aree di carico di rigidità nulla.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nelle vicinanze dell'opera è stato eseguito il sondaggio S1 del 2020, da cui si delinea la seguente stratigrafia:

Unità FLs: Depositi fluviolacustri sabbioso ghiaiosi da 0.0 a 7.0 m

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 30^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 35 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità FLa: Depositi fluviolacustri argilloso limosi da 7.0 a 30.0 m

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso dell'unità di volume
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E' = 40 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Falda: a 3.0 m di profondità da p.c.

Per il terreno costituente la terra rinforzata, salvo più accurate determinazioni, in via cautelativa, si possono assumere i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici:

peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
 angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$;
 coesione efficace $c' = 0$.

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati dalle NTC 2018, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Le NTC 2018 stabiliscono che le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_0 e T^*c necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

L'area di studio è individuata dalle coordinate (ED50) Lat: 39,88322204° Long: 16,01221869° e ricade pertanto all'interno del reticolo di riferimento tra i 4 vertici indicati nella Figura 3 per i quali le NTC definiscono i parametri necessari per definire l'azione sismica.

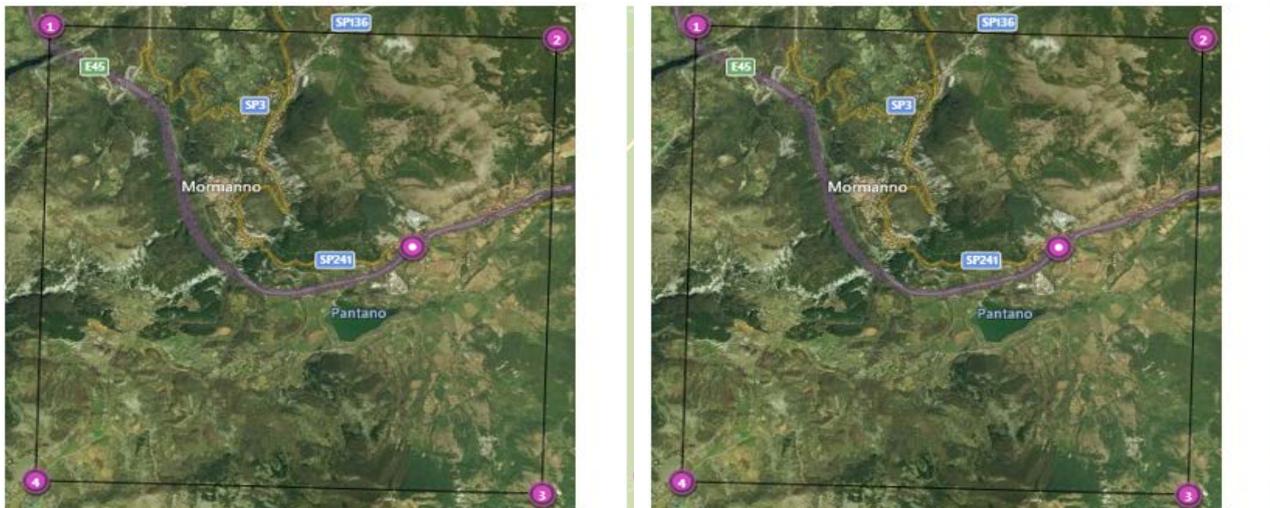


Figura 3 - Rappresentazione dei punti della maglia del reticolo di riferimento riportati nella Tab.1 allegata alle NTC 2018

La classificazione dell'area rispetto alle zone sismiche, ai sensi dell'Ord. 3519/2006, individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale su terreno rigido (a_g) con probabilità di superamento del 10% (SLV) in 50 anni (periodo di riferimento VR), è attribuibile alla **Zona 2**.

La seguente Tabella 1 riporta i parametri sismici relativi all'area di intervento, così come definiti dalle NTC 2018:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 8 DI 62
-----------------------------------	--	-----------------

Tabella 1 - Parametri sismici dell'area di intervento (Tabella 1 allegata alle NTC 2018)

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F ₀ [-]	Tc* [s]
SLO	60	0,086	2,350	0,300
SLD	101	0,115	2,325	0,321
SLV	949	0,339	2,355	0,393
SLC	1950	0,442	2,446	0,423

Per quanto riguarda inoltre la definizione dei coefficienti sismici sono state operate a livello preliminare le seguenti classificazioni tipologiche sia per quanto concerne l'opera in progetto, sia per quanto riguarda la stratigrafia del sito di edificazione.

Con riferimento alla **IV Classe**, così come definita dalle NTC 2018 (Tabella 2) e vita nominale 50 anni, la vita di riferimento dell'opera è pari a: $V_R = V_N \cdot c_u = 100$ anni, così come definito dalle dalla normativa NTC 2018.

Tabella 2 - Classi degli edifici secondo le NTC 2018

Classe	Descrizione
I.	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
II.	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III.	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV.	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 3 Vita nominale delle opere secondo le NTC 2018

Tipo opera	Vita Nominale
Opere provvisorie	<=10,
Opere ordinarie	>=50,
Grandi opere	>=100

È stata inoltre definita, sempre con riferimento ai criteri classificativi introdotti dalle NTC, e alle caratteristiche stratigrafiche individuate, la categoria di sottosuolo del sito di edificazione, così come definita dalle NTC (Tabella 4). In corrispondenza del sondaggio S1 sono stati intercettati depositi fluviolacustri prevalentemente argilloso limosi fino alla massima profondità indagata (30 m), caratterizzati da valori di N_{SPT} compresi tra 32 e 49 colpi/30 cm; cautelativamente, considerati i dati a disposizione, in questa zona è stata assunta una categoria di sottosuolo di tipo C (assunzione cautelativa in accordo a quando indicato nella relazione geotecnica e geologica).

Tabella 4 *Categorie di sottosuolo secondo le NTC 2018*

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per quanto riguarda infine la definizione della categoria topografica dell'area in esame è stato fatto riferimento alla categoria T1 in ragione della morfologia dell'area e così come definita dalle NTC 2018 (Tabella 5).

Tabella 5 *Categorie topografiche secondo le NTC 2018*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

- a_g : accelerazione orizzontale massima
- F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per le opere provvisorie di imbocco il periodo di ritorno si determina con l'espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 10 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

S_S è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici F_0 e a_g/g (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);

S_T è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall'ubicazione dell'opera.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sono:

per **SLV** si ha: $a_{max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$, dove

- $a_g = 0.339$ g (Vn=50 anni, cu= 2) **SLV**
- $S_T=1.0$
- $S_S=$ varia in funzione della categoria di sottosuolo e quindi si ha:

Per la categoria di sottosuolo C:

$S_S=1.22$, da cui

$a_{max} = 0.414$ g

Gli effetti dell'azione sismica sono stati analizzati con il metodo pseudo-statico, rappresentando l'azione sismica con un carico statico equivalente costante nel tempo e nello spazio e proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza vengono espresse come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

Dove W è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, mentre k_h e k_v sono coefficienti sismici pari a:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

β_s è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa in sito pari a 0.38 da NTC18 nel caso in esame e quindi si ha:

$$k_h = 0.157$$

$$k_v = \pm 0.078.$$

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 11 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

7. MATERIALI

Per la realizzazione dei pali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo armato C30/37.

L'armatura è prevista con acciaio B450C.

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di calcolo fcd:	17.40 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.70 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33019.0 MPa
	Coeff. di Poisson:	0.20
	Resis. media a trazione fctm:	2.94 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di calcolo ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito

Di seguito si riportano le resistenze delle geogriglie previste da progetto:

- geogriglia R200: valore di resistenza di progetto a lungi termine (LTDS) pari a 200 kN/m;
- geogriglia R50: valore di resistenza di progetto a lungi termine (LTDS) pari a 50 kN/m.

<p>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO</p>	<p>Pag. 12 DI 62</p>
---	--	--------------------------

8. COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI

Le azioni sulle opere sono state ricavate mediante lo studio dell'interazione tra l'opera e il terreno e dipendono quindi dallo stato tensionale iniziale in sito, dal regime delle pressioni interstiziali, dalle proprietà meccaniche dei terreni, degli elementi strutturali e dal contatto terra-opera, dalla geometria dell'opera e dalla sequenza costruttiva. Il peso del terreno e le azioni che da esso derivano sono considerati come azioni permanenti strutturali. Si considera inoltre un sovraccarico accidentale agente sul rilevato stradale.

Le analisi sono state effettuate in conformità al DM 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni). In particolare la norma prevede tre combinazioni progettuali distinte. La prima combinazione, indicata con la sigla SLE è di riferimento per le verifiche di compatibilità delle deformazioni proprie ed indotte.

La seconda combinazione, indicata con la sigla STR, è quella di riferimento per le verifiche di resistenza degli elementi strutturali.

La terza, indicata con la sigla GEO, è di riferimento per le verifiche di stabilità geotecnica.

La prima analisi (SLE), volta alla valutazione delle deformazioni della struttura e delle sollecitazioni in esercizio è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni.

La seconda analisi (STR) da usare per le verifiche di resistenza strutturale è stata svolta con riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 1: A1+M1+R1. Quindi è stata effettuata utilizzando nel modello i parametri caratteristici del terreno ed i valori caratteristici delle azioni permanenti (spinte terreno ed acqua), nonché amplificando le azioni variabili per un coefficiente γ_q^* ($\gamma_q^* = 1.50/1.30 = 1.15$). Il coefficiente amplificativo equivalente del gruppo A1 ($\gamma_q = 1.30$) è stato infine applicato direttamente alle sollecitazioni ricavate dalle analisi, in accordo al paragrafo 6.2.4.1.3 del D.M. 17/01/2018.

Come indicato al par.C.6.5.3.1 della Circolare Ministeriale, per le verifiche di stabilità geotecnica (GEO) si fa riferimento all'Approccio 1 - Combinazione 2: A2+M2+R2. Pertanto, dopo la simulazione di tutte le fasi (statiche e sismiche), il margine di sicurezza si ricava con un ulteriore passo di calcolo, finalizzato alla ricerca di un meccanismo di collasso del terreno, riducendo progressivamente i parametri di resistenza dopo aver incrementato le azioni permanenti non strutturali e le azioni variabili (sovraccarichi) dei coefficienti parziali (γ_{G2} , γ_Q) del gruppo A2. La verifica è soddisfatta se il fattore di riduzione dei parametri risulta non inferiore al prodotto dei coefficienti parziali γ_M e γ_R .

Nelle seguenti tabelle si riportano i coefficienti parziali indicati dalla normativa (amplificativi per le azioni e riduttivi per i parametri di resistenza del terreno) ed adottati nelle suddette combinazioni di calcolo.

Tabella 6 - Combinazioni per analisi statiche in esercizio (SLE)

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

Tabella 7 - Combinazioni per analisi statiche (STR e GEO)

	Azioni (γ_F)				Proprietà del terreno (γ_M)			Resistenze (γ_R)
	Permanenti		Variabili		tan φ'	c'	cu	
	sfavorevoli	favorevoli	sfavorevoli	favorevoli				
<i>STR</i> (A1 + M1 + R1)	1.30	1.00	1.50	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
<i>GEO</i> (A2 + M2 + R2)	1.00	1.00	1.30	0.00	1.25	1.25	1.40	1.10

10. ANALISI FEM 2D

10.1 Analisi terra armata

Di seguito si riporta l'analisi della terra armata con pali riduttori di cedimento che è stata svolta con programma di calcolo Plaxis 2D.

10.1.1 Parametri geotecnici

Per le unità costituenti il terreno esistente si è utilizzato un modello costitutivo elastico-perfettamente-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nella seguente tabella si riportano la stratigrafia ed i parametri geotecnici di resistenza e di rigidità adottati nei dimensionamenti a seguire.

Tabella 8 – Parametri geotecnici

da [m]	a [m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]
0.0	-7.0	FLs	19.0	30	0	35
-7.0	-30.0	FLa	19.0	24	10	40

Dove:
 γ = peso di volume naturale
 ϕ' = angolo di resistenza al taglio
c' = coesione drenata
E' = modulo di deformazione elastico di Young operativo = E_o / (3÷5)

Il terreno costituente il materiale del rilevato è stato caratterizzato con i seguenti parametri geotecnici.

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$E' = 40 \text{ MPa}$$

Falda: a 3.0 m di profondità da p.c.

10.1.2 Elementi strutturali

I pali CFA sono modellati tramite appositi elementi embedded-beam, con legame costitutivo interno elastico lineare ($E = 30 \text{ GPa}$, $\nu = 0.18$) ed appositi elementi al contorno che interagiscono con gli elementi piani che rappresentano il terreno.

I cappellotti in c.a., a testa palo di dimensioni circolari con diametro 1.2 m e spessore 0.50 m, sono implementati nelle analisi, al fine di modellare correttamente il trasferimento del carico ai pali riduttori di cedimento.

Le geogriglie sono inserite nelle analisi con apposito elemento reagente solo assialmente (geogrid) con legame costitutivo elastico lineare.

10.1.3 Stabilità globale

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 4 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

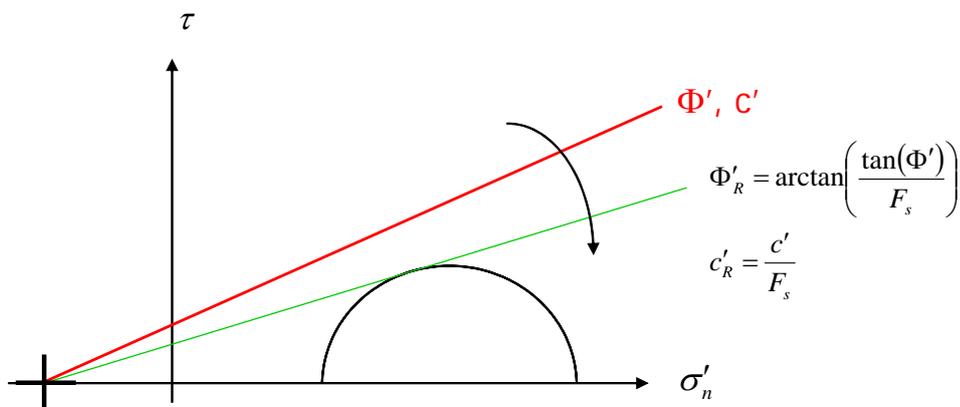


Figura 4 - Phi-c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 16 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

- le superfici di rottura si propagano in maniera “naturale”; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede la definizione di ipotesi di calcolo “artificiali” (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi di stabilità è generalmente svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo.

Tale analisi equivale alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$).

Pertanto, per soddisfare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

10.1.4 Sezione di calcolo

La sezione di calcolo presenta dimensioni planimetriche pari a 120 m e raggiunge la profondità di 100 m, con asse di simmetria posto all'origine dell'asse X. La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, in particolare è costituita da circa 5440 elementi triangolari e da circa 44290 nodi. Le dimensioni della mesh sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

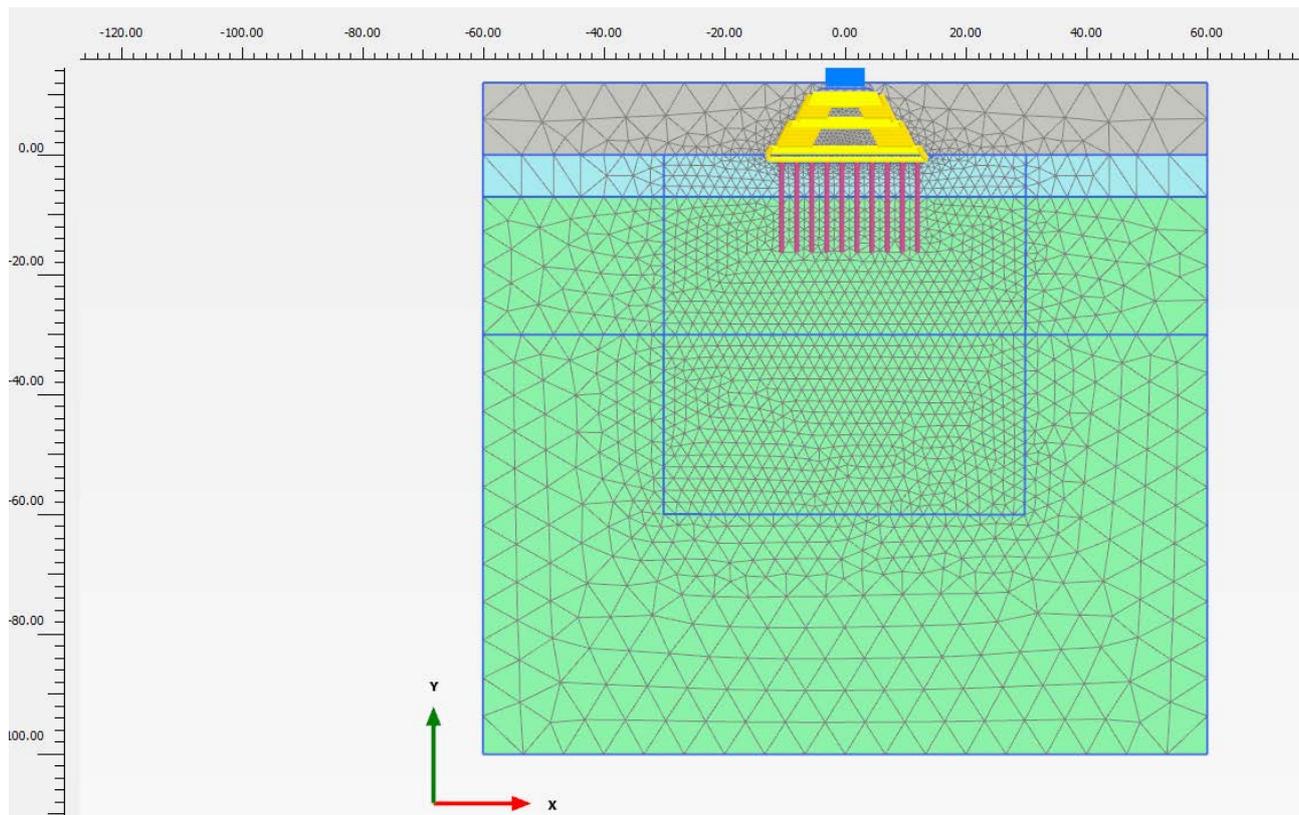


Figura 5 - Discretizzazione del modello di calcolo

10.1.5 Fasi di calcolo

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre nel dettaglio la storia della costruzione di opere geotecniche.

In generale, mediante il codice FEM utilizzato, possono essere schematizzate le opere, le condizioni idrauliche, la variazione delle condizioni di vincolo e di carico.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione tutte le principali fasi operative previste per la realizzazione dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva. Le fasi di scavo vengono simulate mediante la disattivazione dei cluster di terreno corrispondenti.

I modelli 2D sviluppati includono tutte le principali fasi esecutive, per i vari stati limite di progetto previsti dalla normativa. Nel seguito si illustrano esclusivamente le fasi di calcolo che riguardano le opere.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica con presenza della falda a 3 m di profondità da p.c..
- Fase 2. Scavo per realizzazione pali.
- Fase 3. Realizzazione pali e cappellotti.
- Fase 4. Rinterro e inserimento geogriglia alla base.
- Fase 5. Rinterro fino al p.c.

<p>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO</p>	<p>Pag. 18 DI 62</p>
---	--	--------------------------

- Fase 6. Realizzazione del rilevato con attivazione rinforzi.
- Fase 7. Applicazione dei carichi accidentali sul rilevato stradale ($q_{acc}=20$ kPa).
- Fase 8. Amplificazione del carico accidentale ($\times 1.50/1.30 = 1.15$).
- Fase 9. A partire dalla Fase 7, amplificazione del carico accidentale ($\times 1.30$).
- Fase 10. A partire dalla Fase 9 si esegue la verifica di stabilità globale e disattivazione dei pali di consolidamento, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (*w'-c' reduction method*) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25×1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO (cfr. 10.1.3).
- Fase 11. A partire dalla Fase 7, applicazione azione sismica con carico accidentale fattorizzato con coefficiente di correlazione ($\times 0.20$): ($q_{acc}=4$ kPa).
- Fase 12. si esegue la verifica di stabilità globale con condizioni sismiche e disattivazione dei pali di consolidamento, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (*w'-c' reduction method*) fino al raggiungimento del coefficiente di sicurezza desiderato, maggiore di 1.375 (FS min = 1.25×1.1), in osservanza alla normativa per la verifica SLU GEO.

La Fase 6 è rappresentativa delle condizioni SLE per la valutazione dei cedimenti del rilevato con intervento di consolidamento.

La Fase 8 e la fase 11 sono quelle di riferimento per valutare le azioni massime sugli elementi strutturali per successive verifiche STR A1+M1, amplificando le sollecitazioni di calcolo ottenute $\times 1.30$.

La Fase 10 e la fase 12 contemplano la verifica di stabilità GEO (A2+M2+R2) e sono valutate in assenza di pali.

Si sottolinea che le verifiche di stabilità globali sono eseguite disattivando pali di consolidamento e relativi cappellotti, al fine di verificare la stabilità senza tali elementi e quindi i pali non saranno da intendersi con funzione strutturale, ma solo di riduzione delle deformazioni.

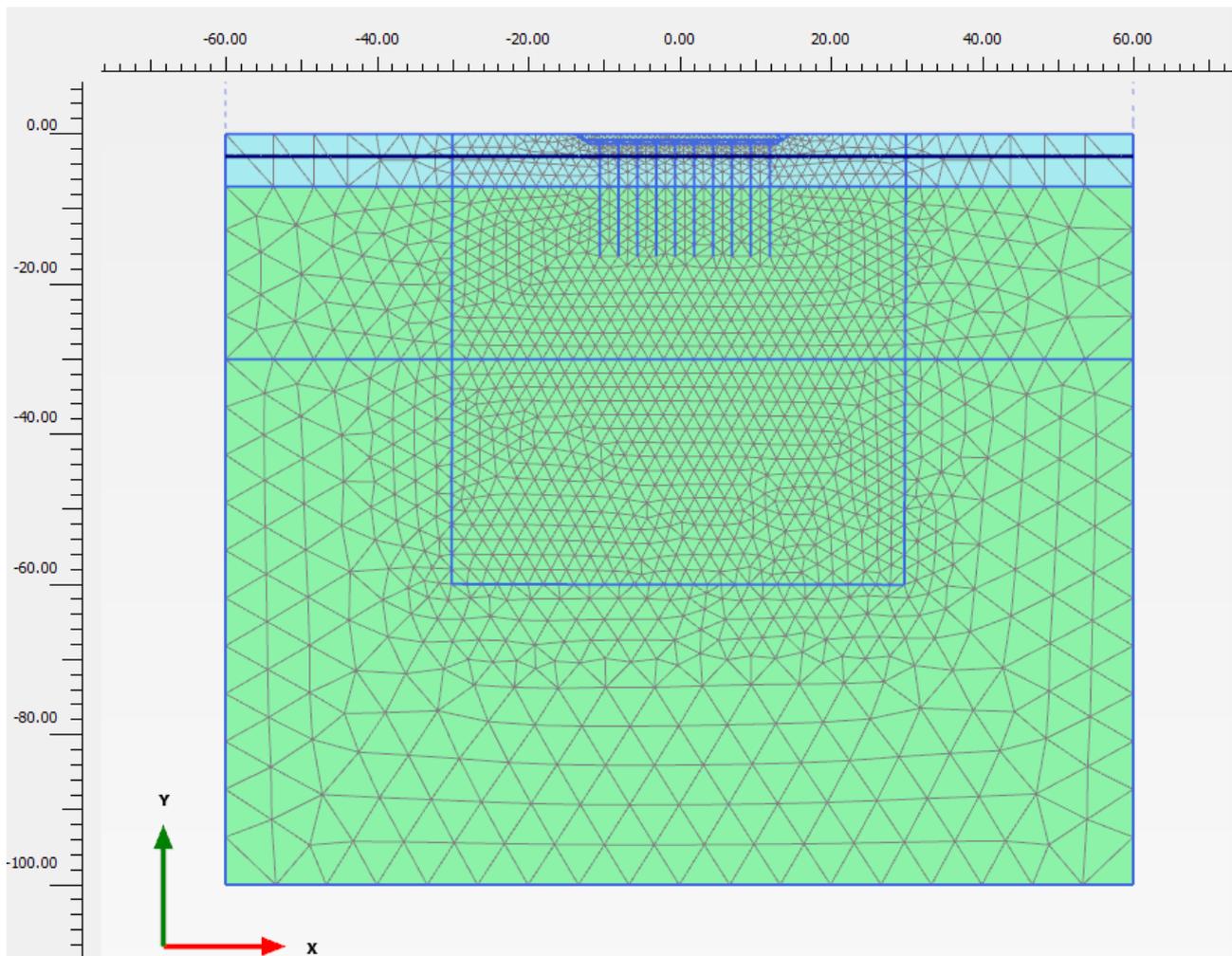


Figura 6 - Inizializzazione geostatica

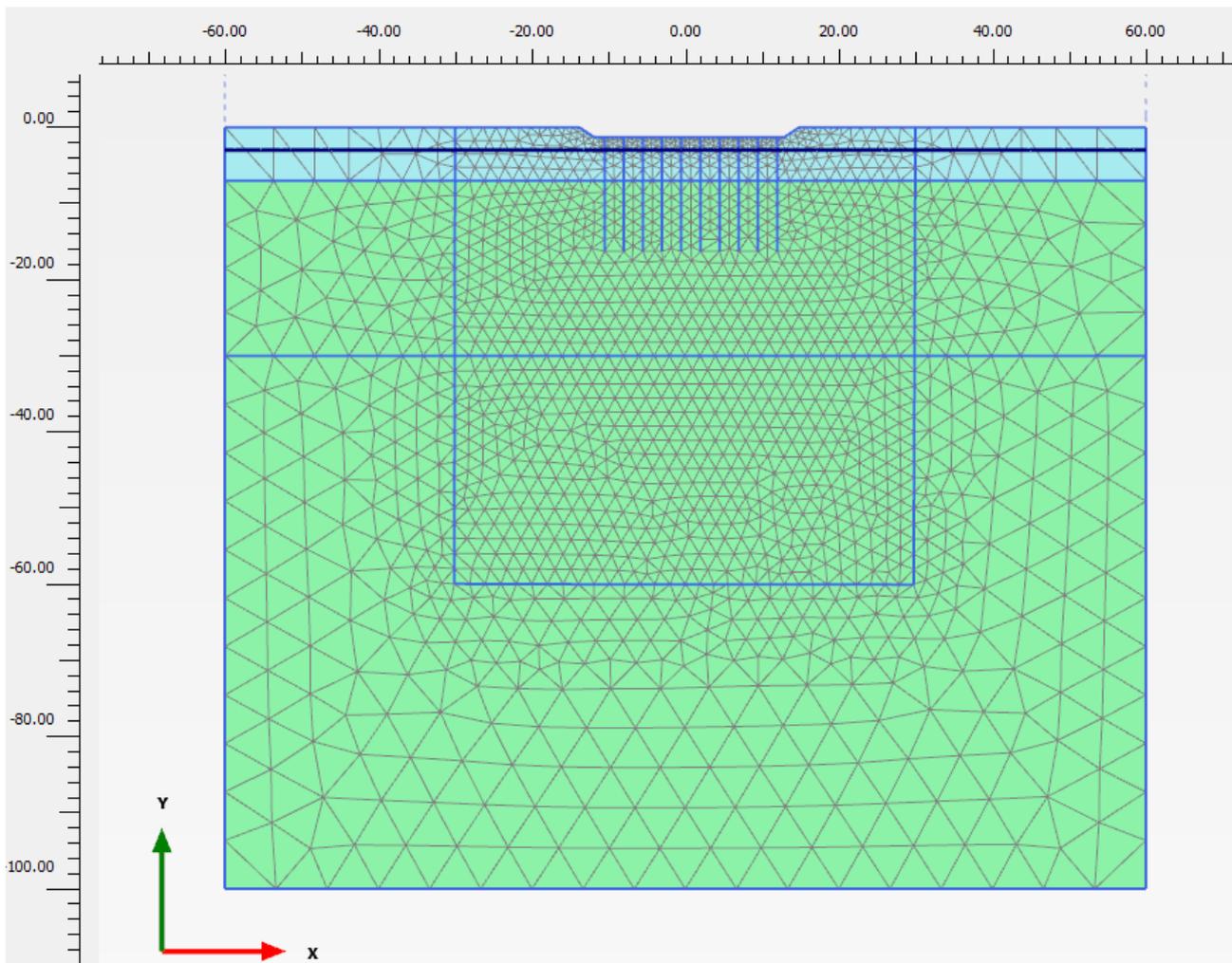


Figura 7 – scavo per realizzazione pali

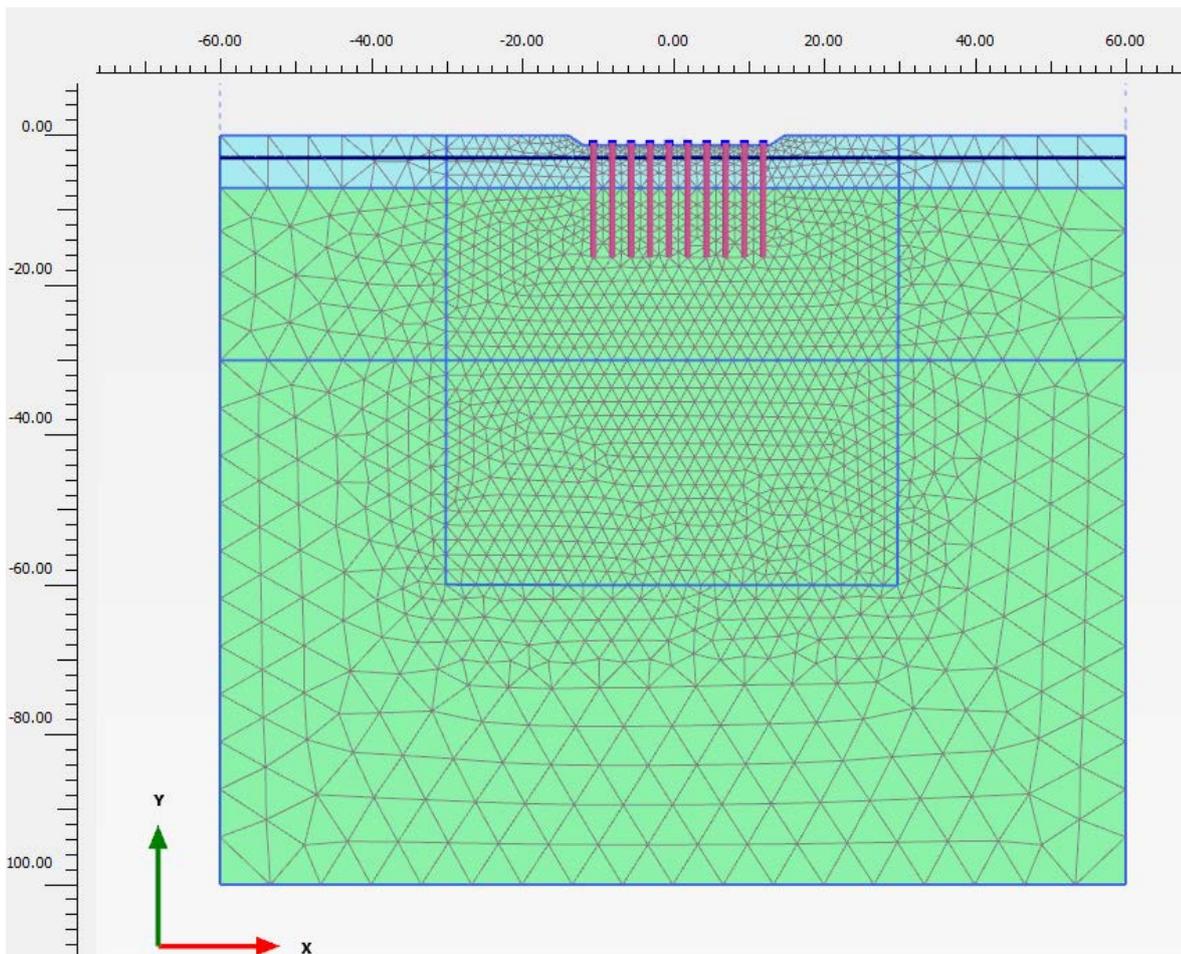


Figura 8 – realizzazione pali e cappellotti

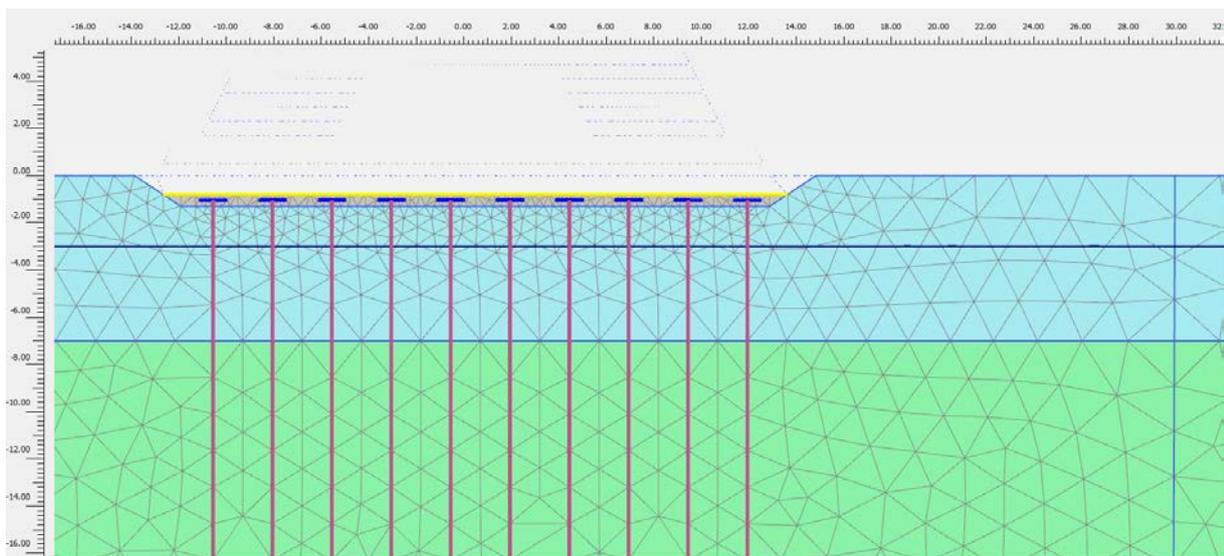


Figura 9 – rinterro e inserimento geogriglia alla base

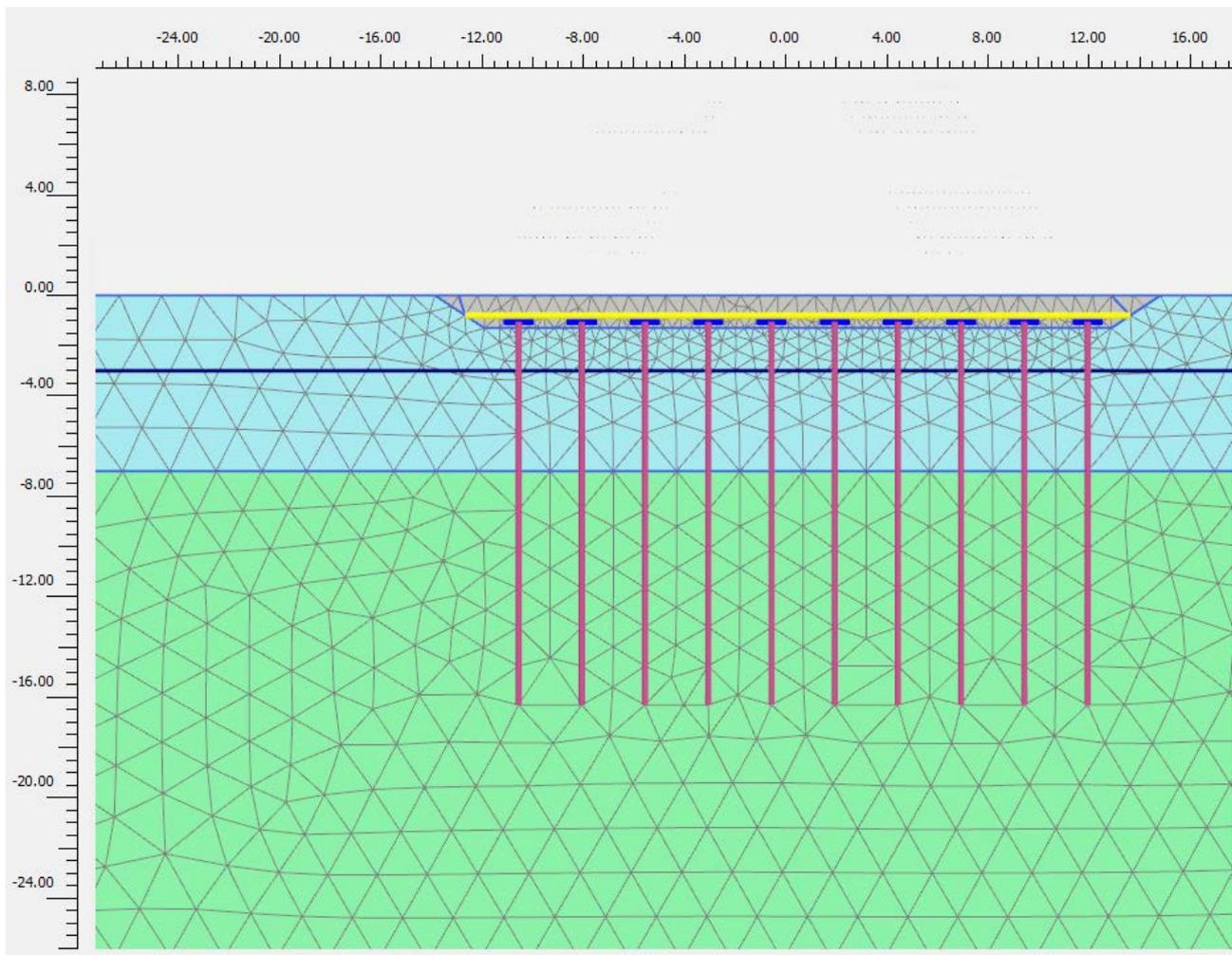


Figura 10 – rinterro fino a p.c.

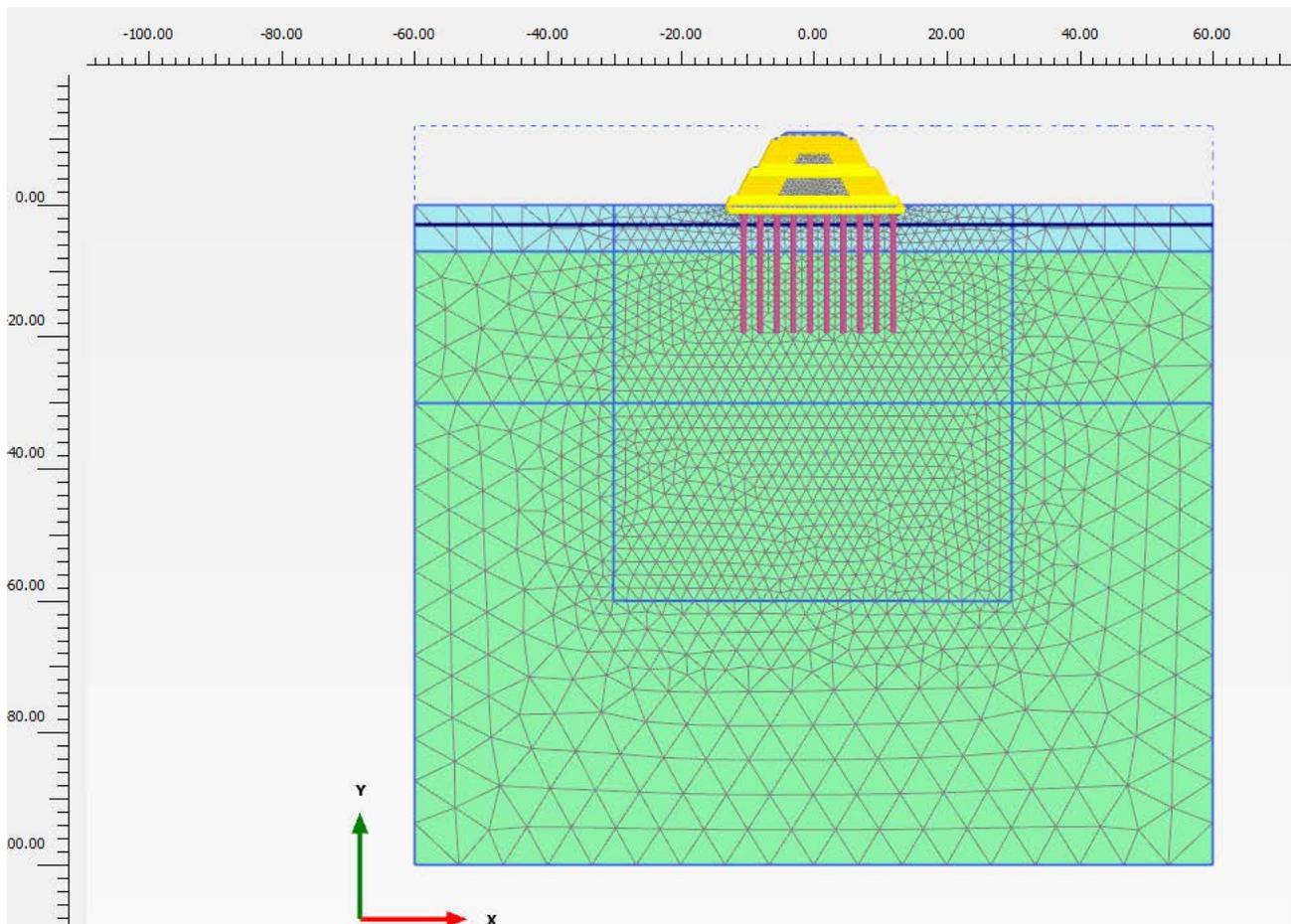


Figura 11 – completamento rilevato

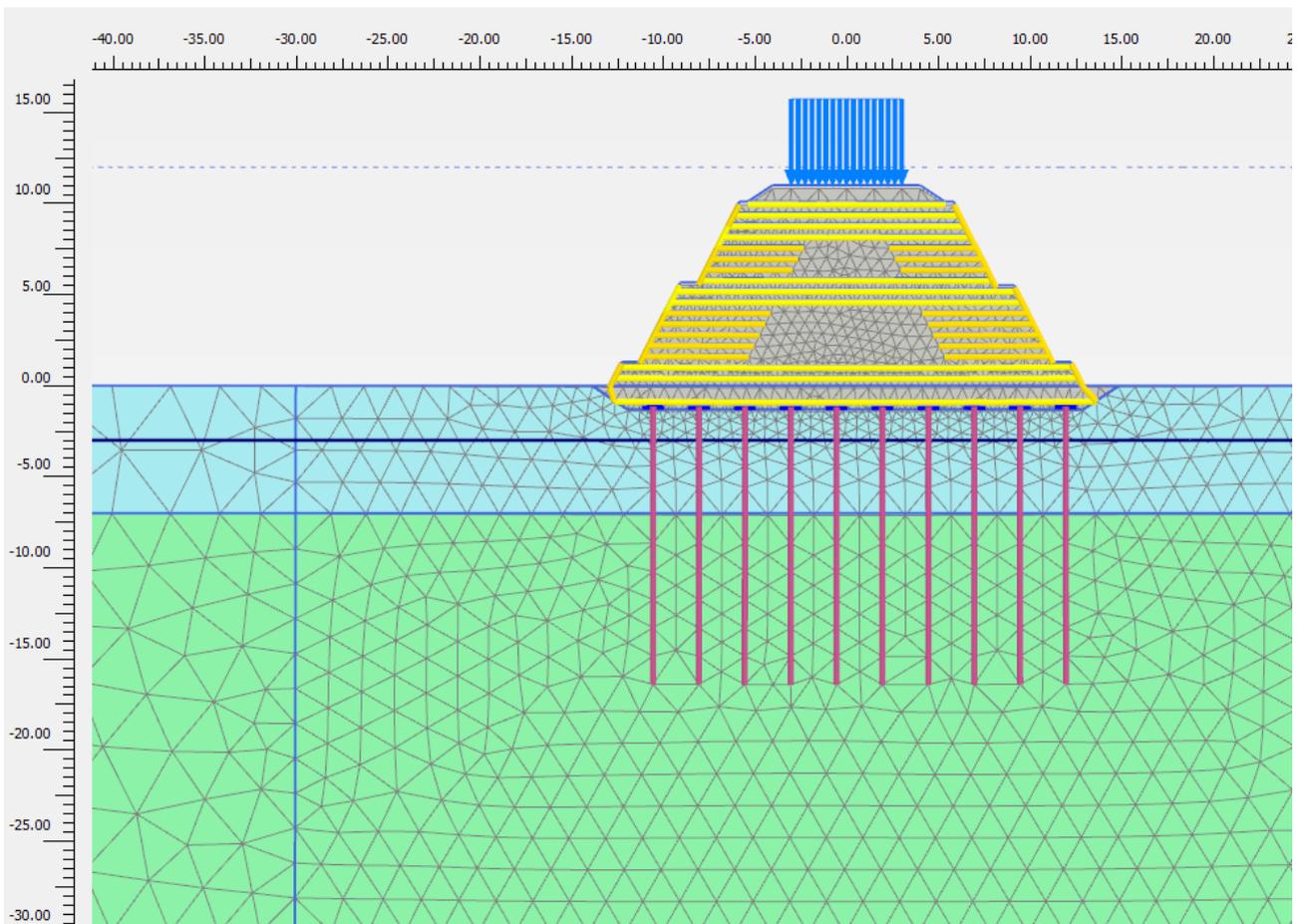


Figura 12 – applicazione carico accidentale stradale.

10.1.6 Principali risultati delle analisi

Nelle seguenti immagini si riportano i principali risultati delle analisi svolte:

- Cedimenti totali massimi del rilevato con i pali di consolidamento;
- Sollecitazioni massime sui pali (momento flettente, azione assiale e taglio) e sulle geogriglie in condizioni statiche e sismiche;
- evidenza della verifica di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche.

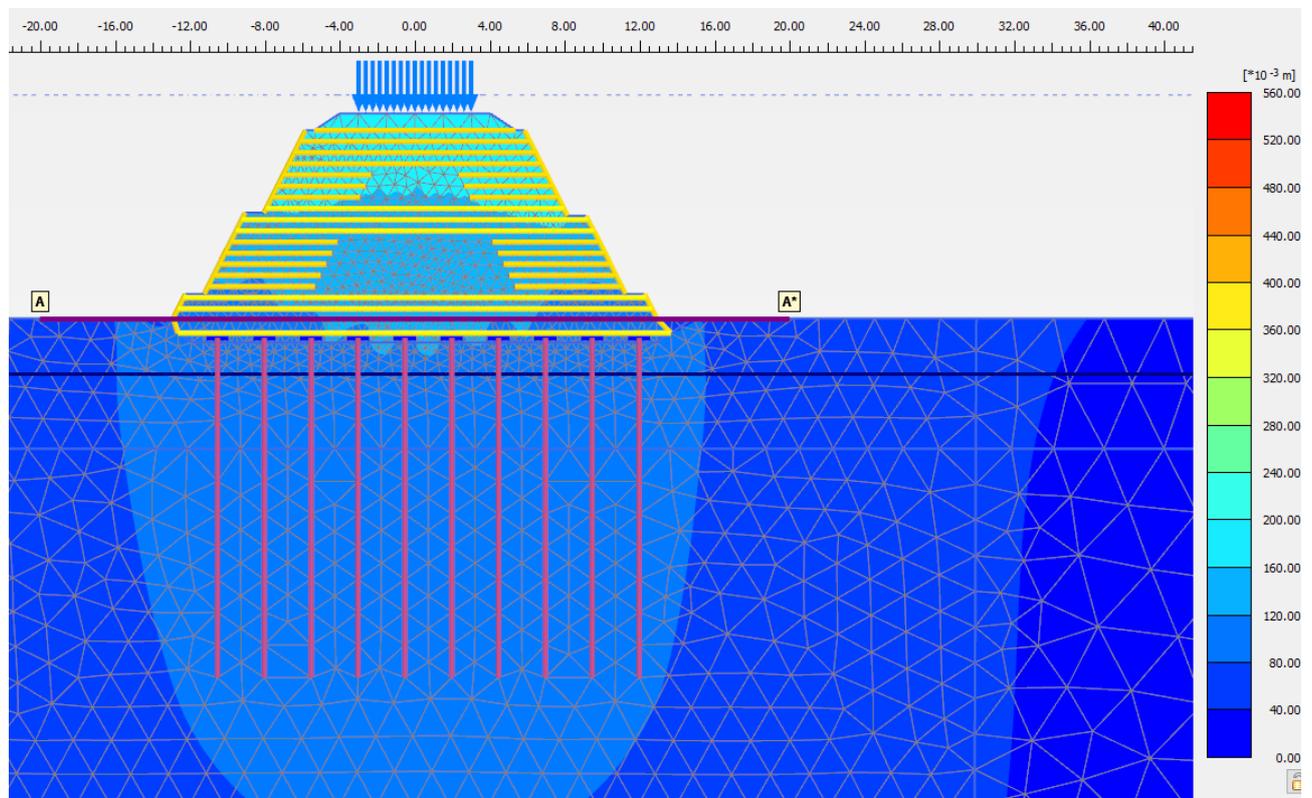


Figura 13 Spostamenti totali rilevato+carico accidentale con pali di consolidamento

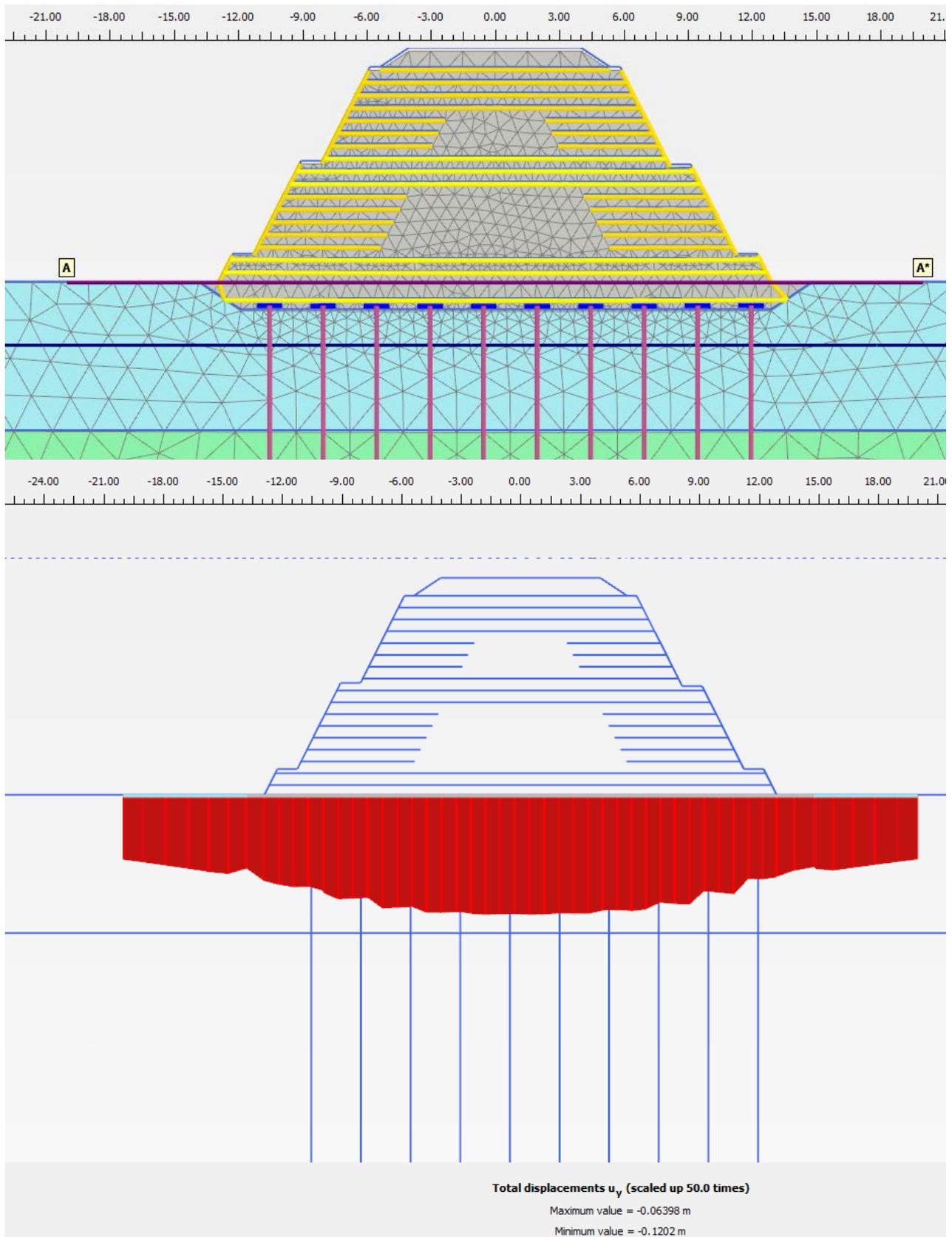


Figura 14 Spostamenti verticali totali a p.c.

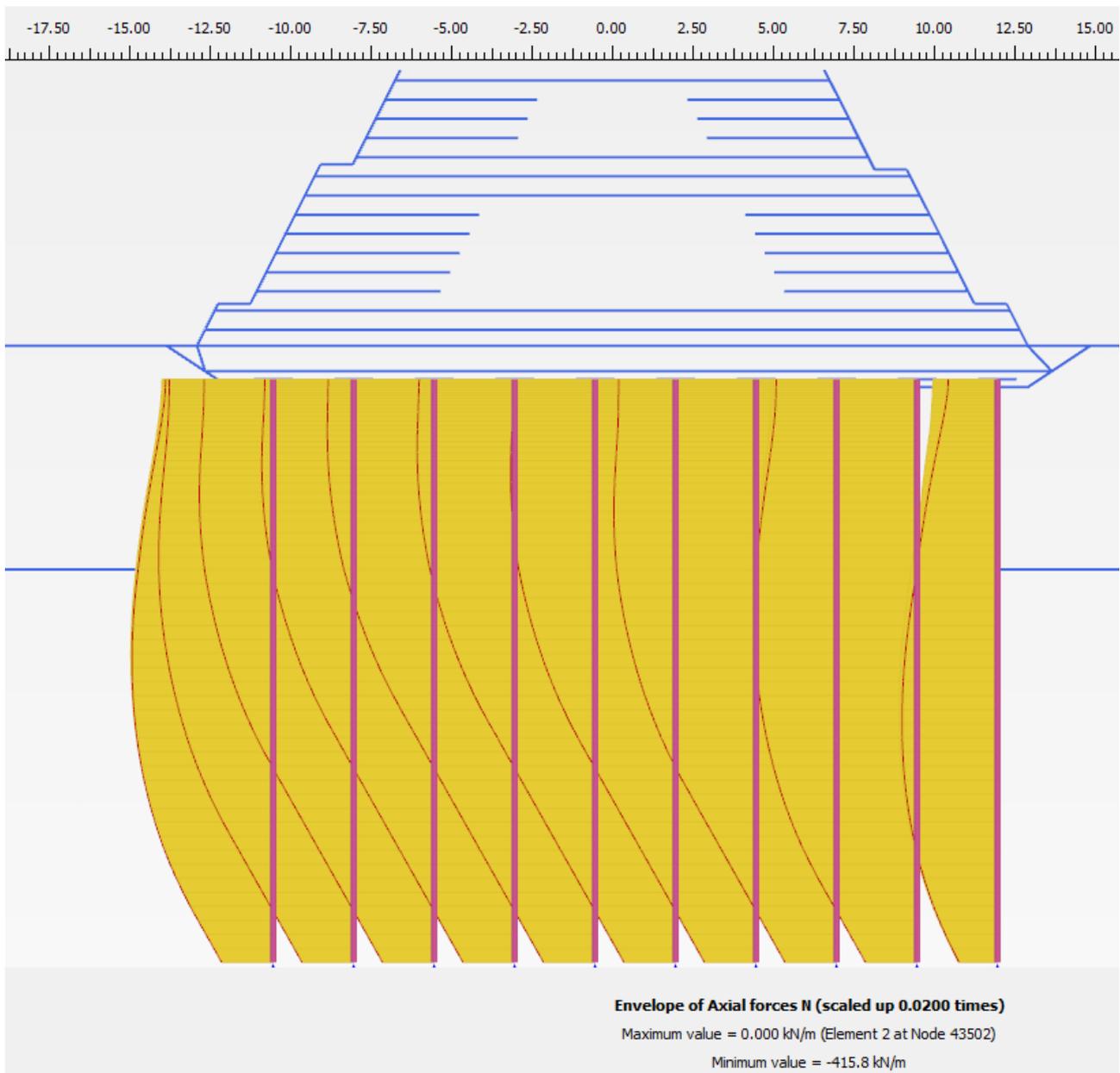


Figura 15 Azione assiale massima - statica

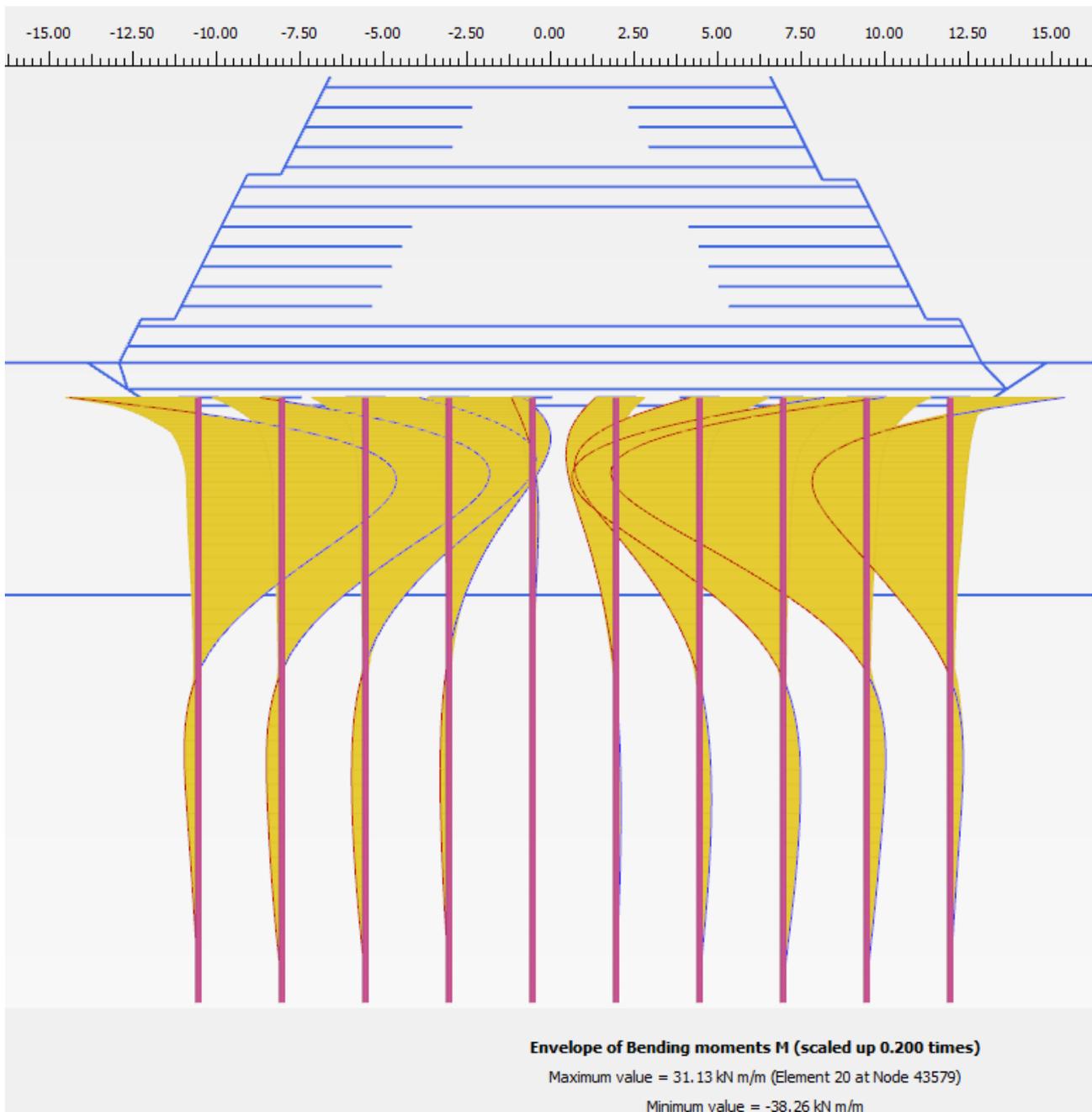


Figura 16 Momento flettente massimo - statica

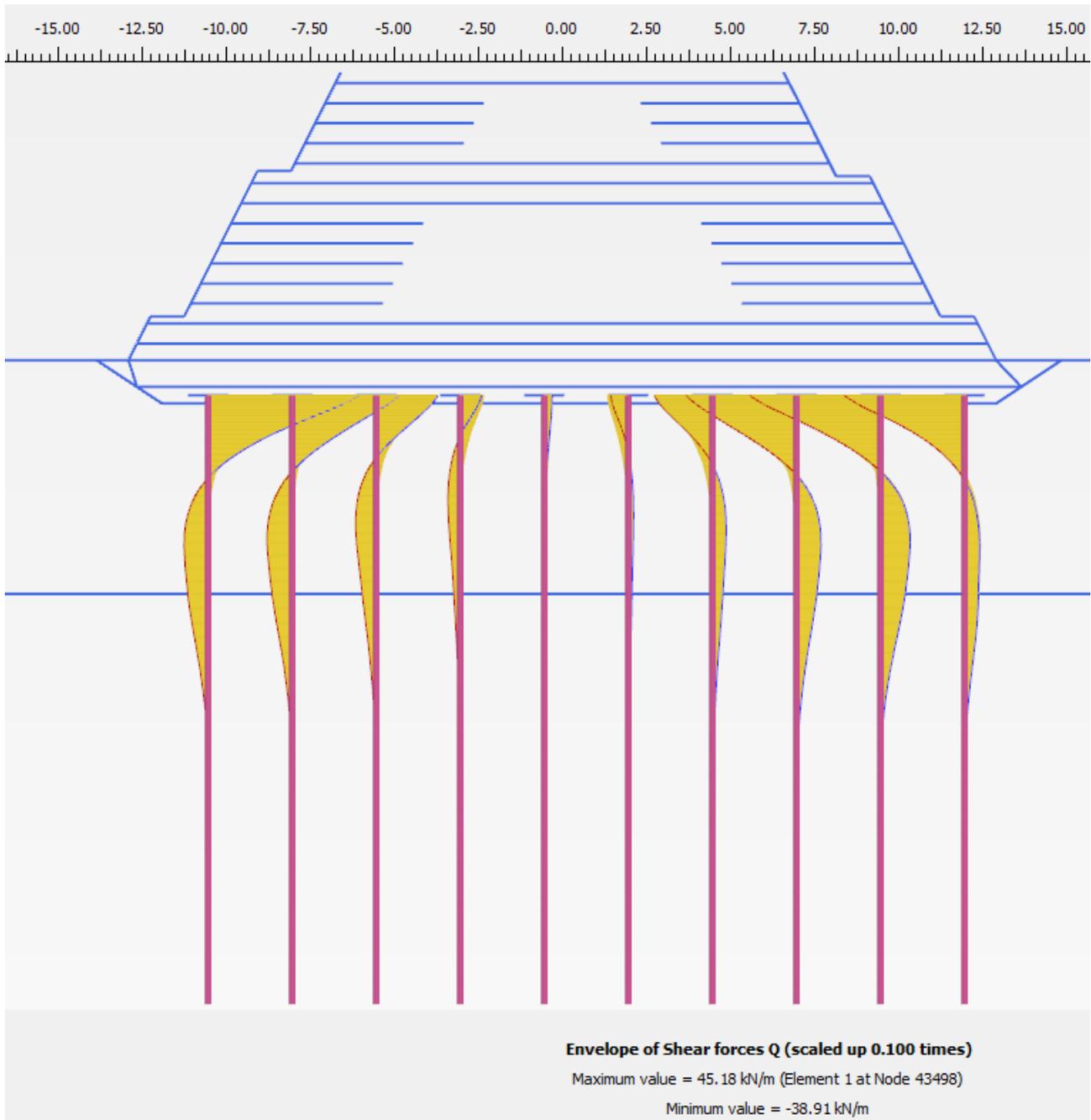


Figura 17 Taglio massimo - statica

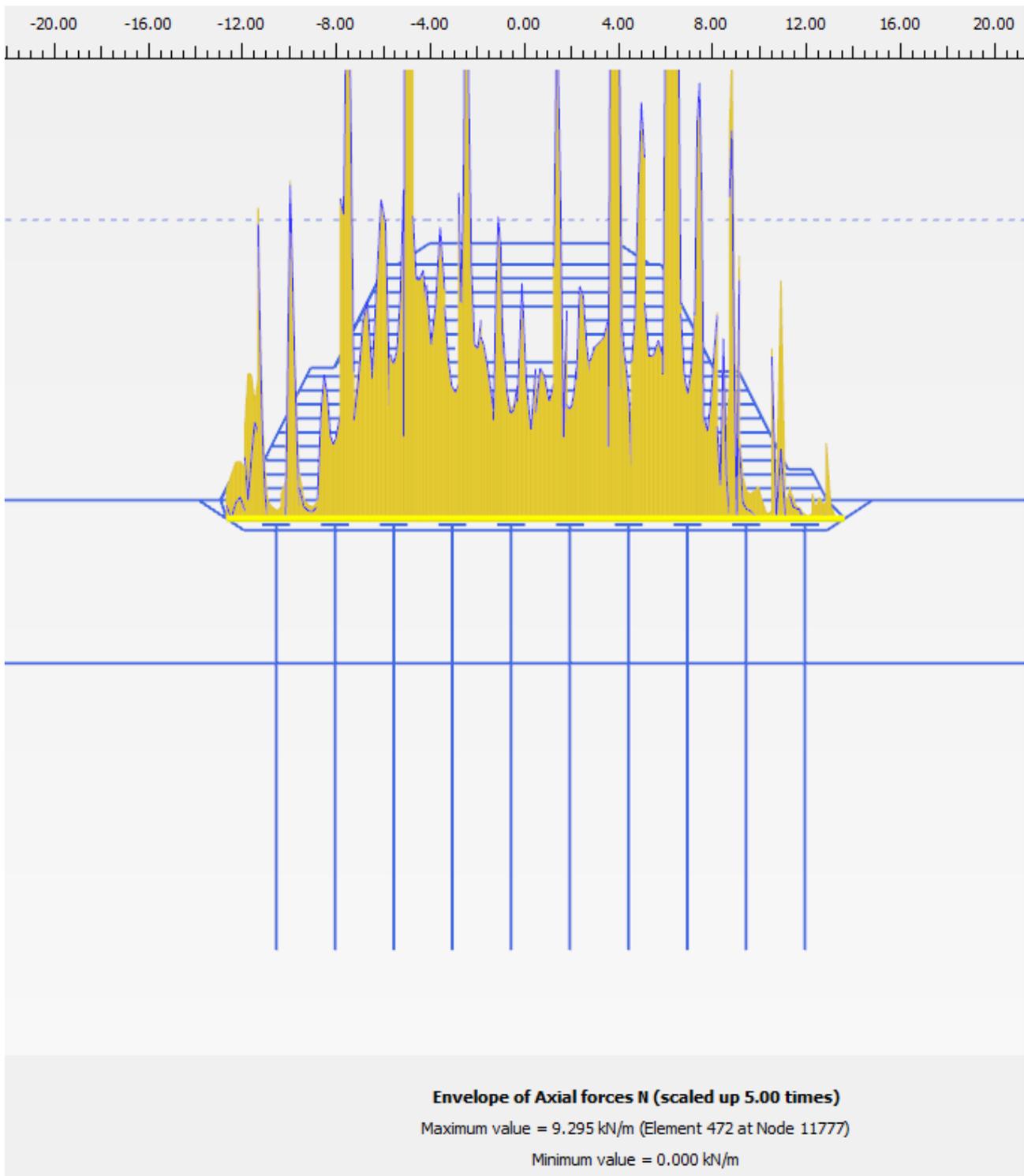


Figura 18 Azione assiale massima geogriglia alla base del rilevato – statica

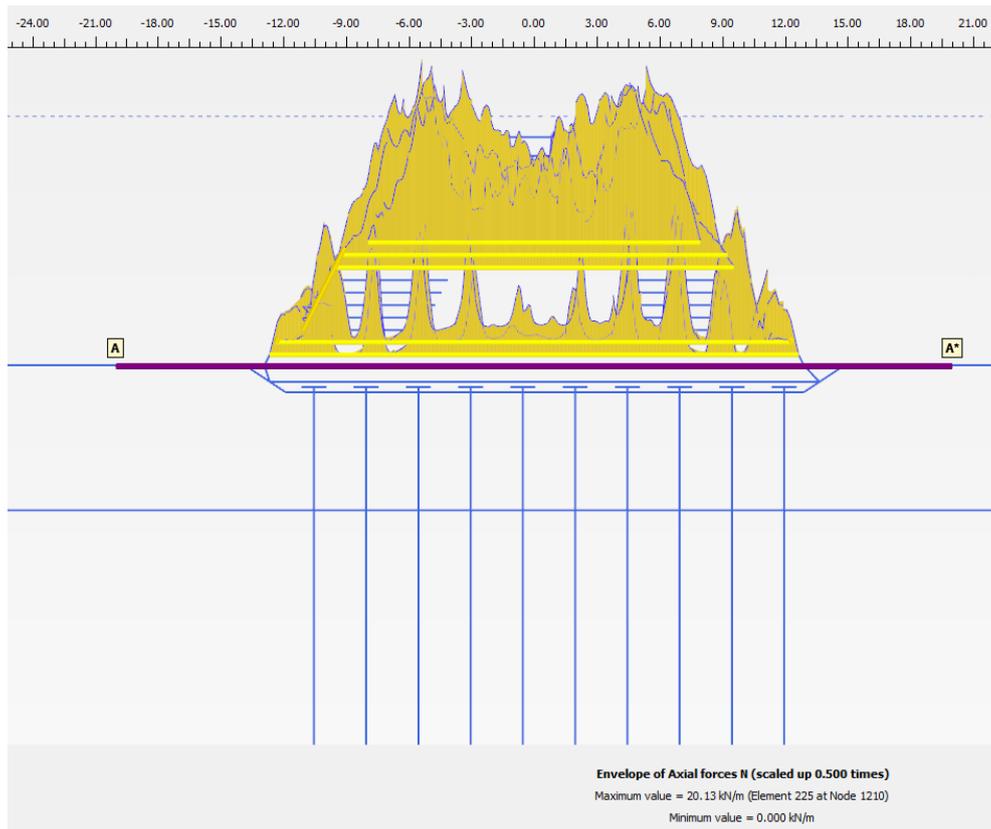


Figura 19 involucro dell'azione assiale massima geogriglie G200 del rilevato – statica

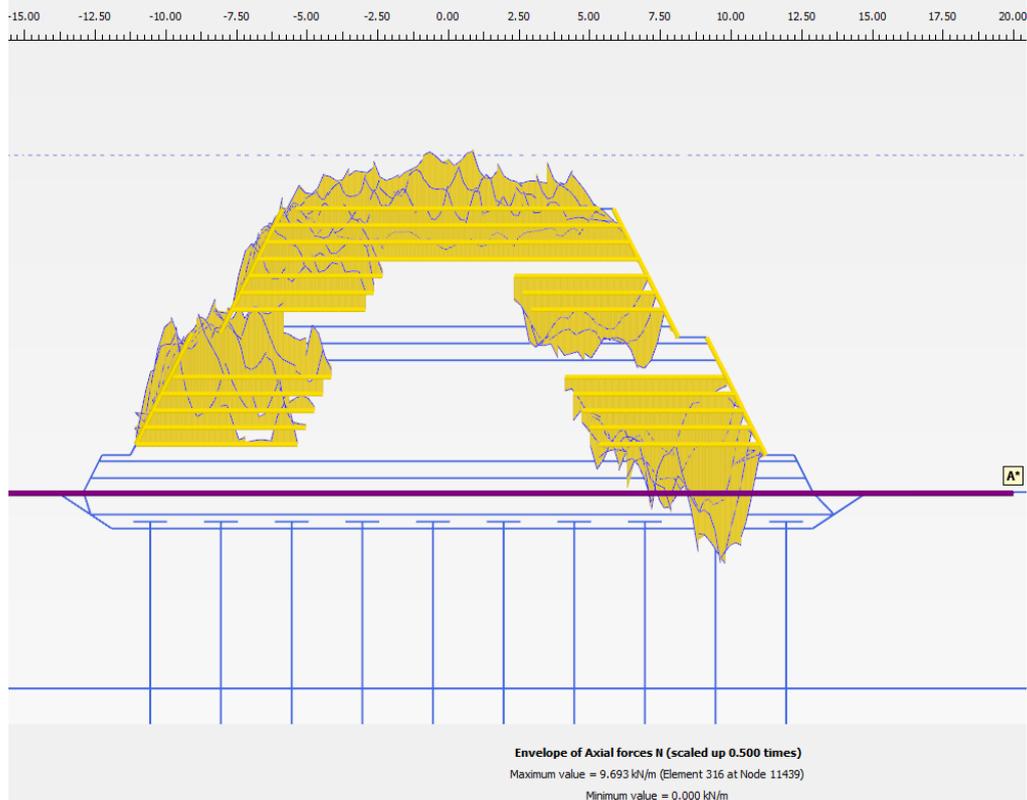


Figura 20 involucro dell'azione assiale massima geogriglie G50 del rilevato – statica

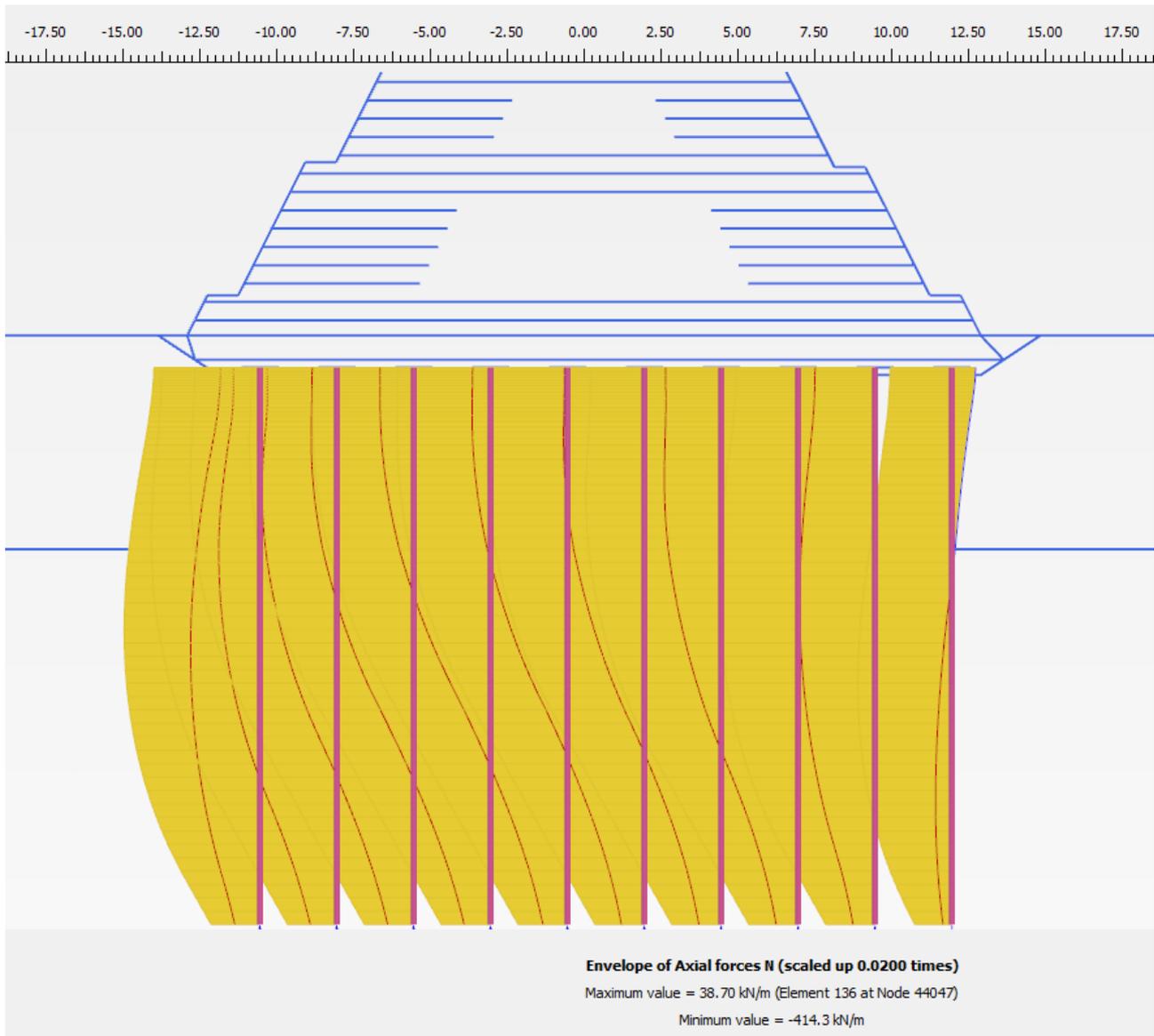


Figura 21 Azione assiale massima - sismica

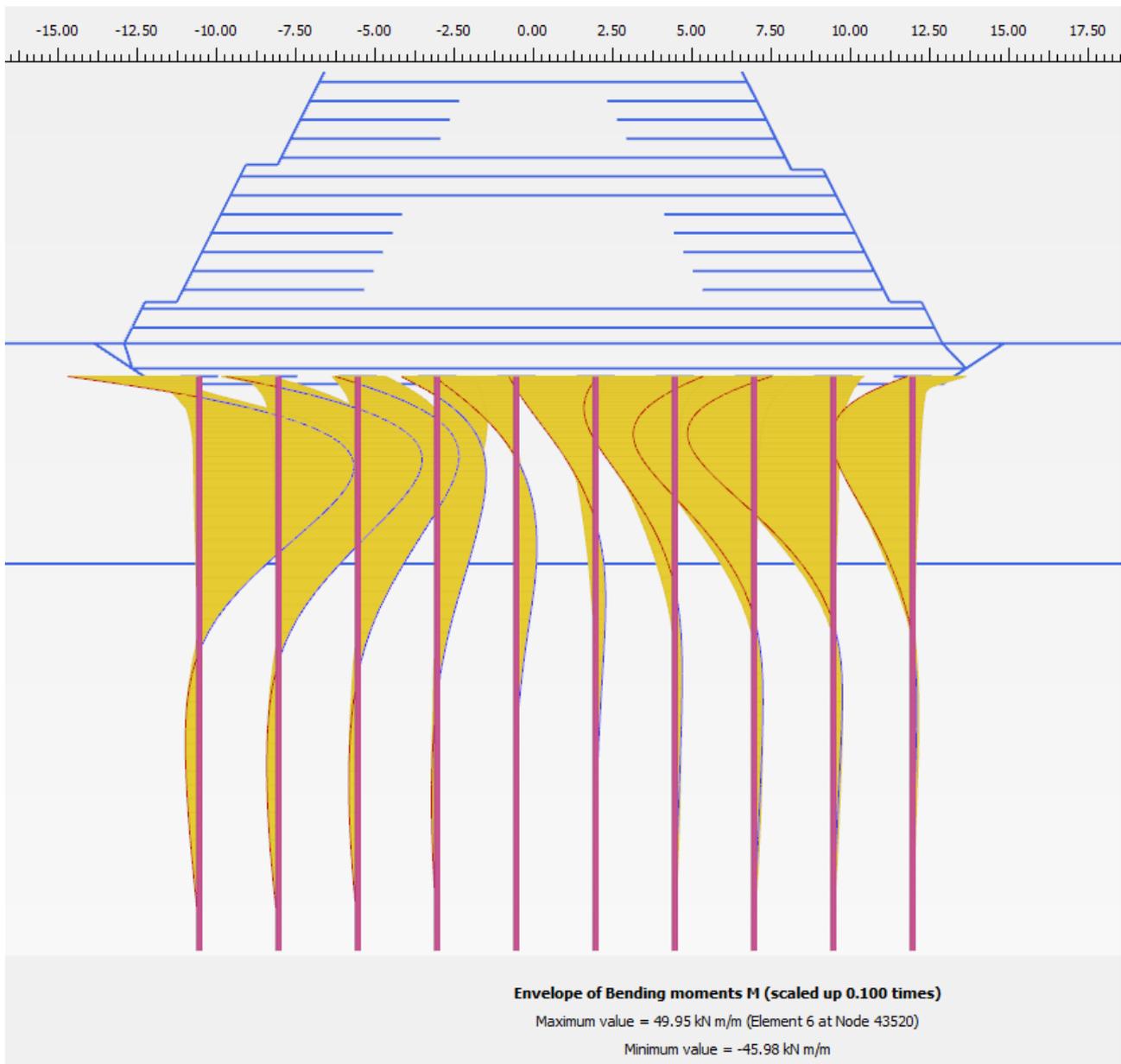


Figura 22 Momento flettente massimo – sismica

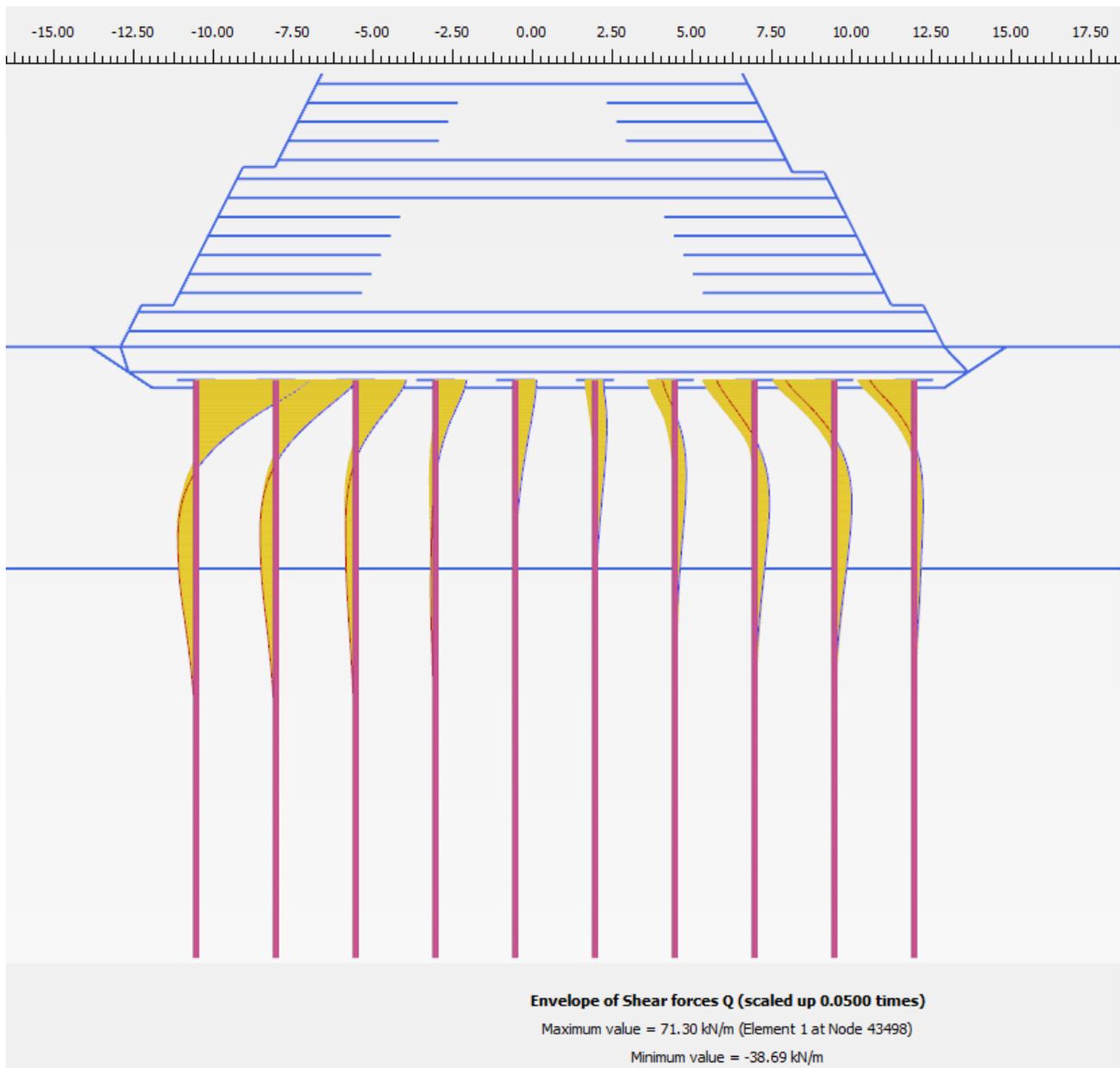


Figura 23 Taglio massimo - sismica

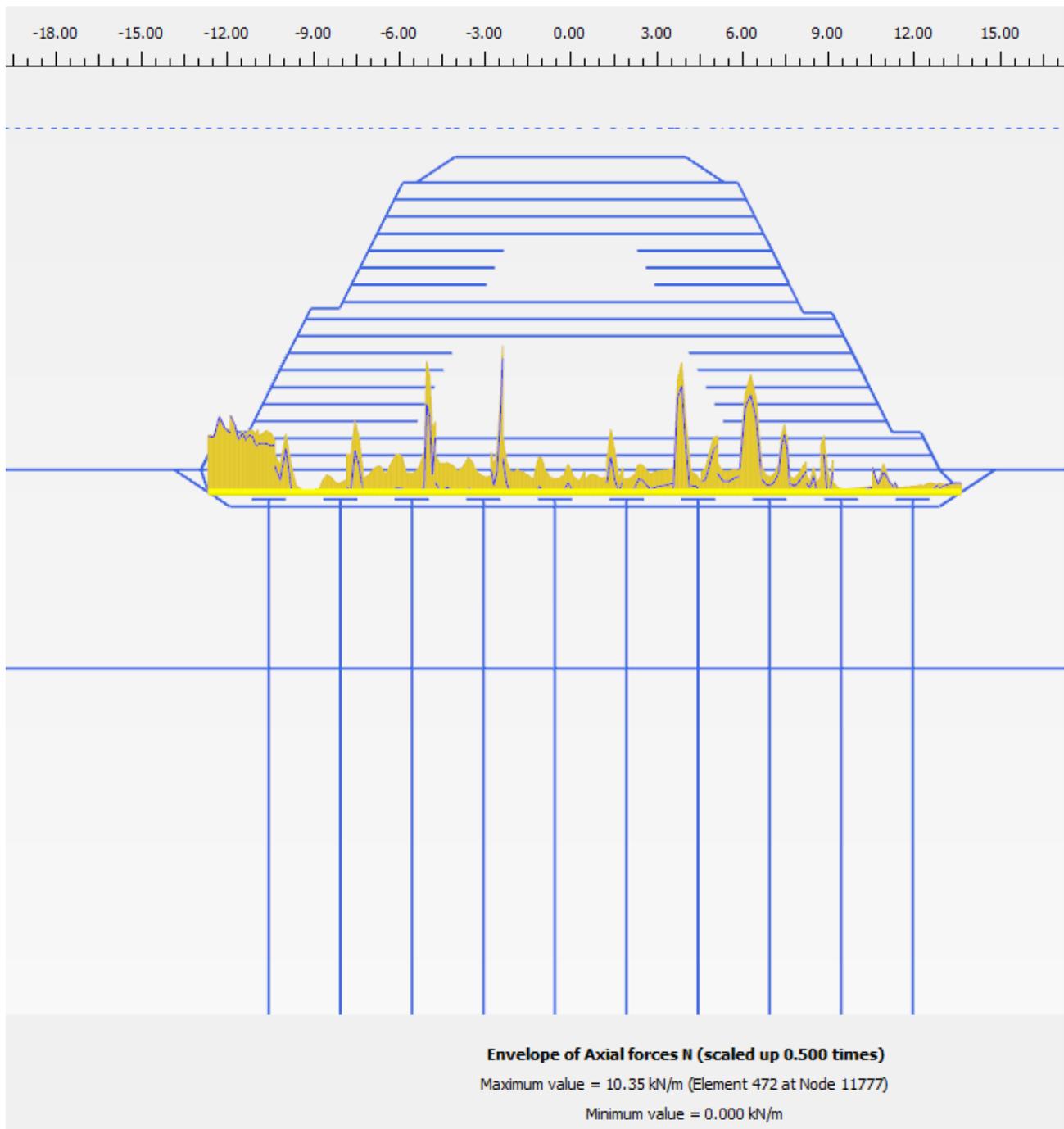


Figura 24 Azione assiale massima geogriglia alla base - sismica

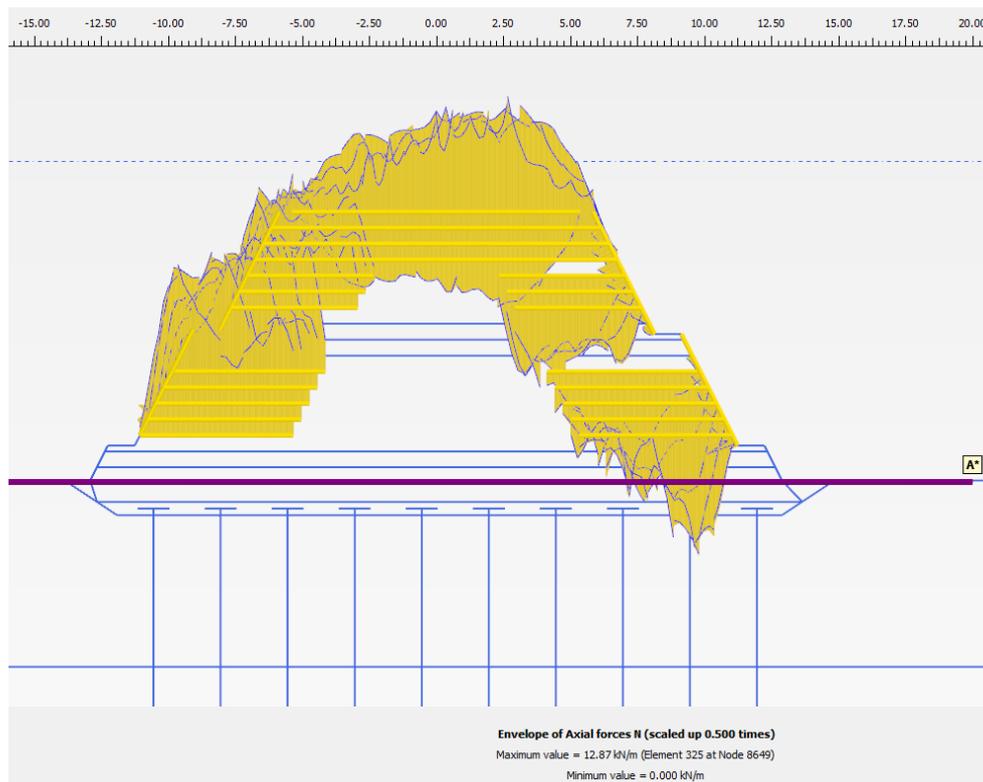


Figura 25 involucro dell'azione assiale massima geogriglie G50 del rilevato – sismica

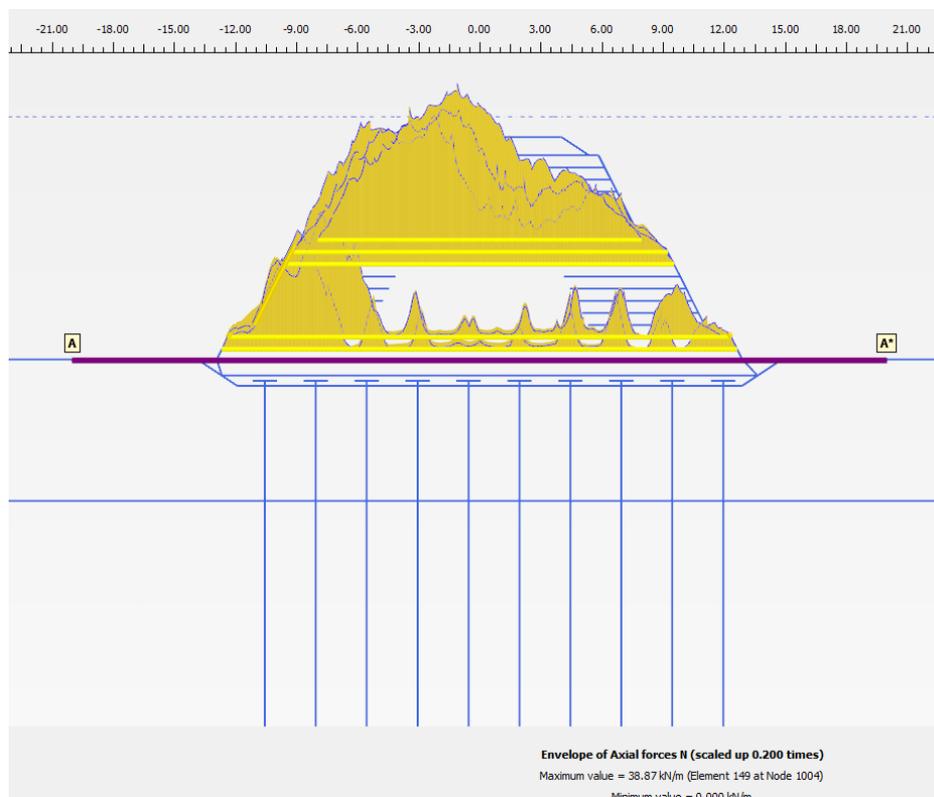


Figura 26 involucro dell'azione assiale massima geogriglie G200 del rilevato – sismica

Nella seguente tabella si riportano sinteticamente i principali risultati in termini di massime sollecitazioni massime sui pali e sulle geogriglie. I valori delle sollecitazioni allo SLU-STR si

ottengono amplificando i risultati per il coefficiente parziale $\gamma_A = 1.3$, in accordo a quanto esplicitato nel precedente paragrafo 10.1.5.

Tabella 9 - Sintesi risultati

	SLE	SLU (SLEx1.3)	SLV
azione assiale massima sui pali, Nmax [kN/m]	415.8	540.5	414.3
momento massimo, Mmax [kNm/m]	38.3	49.8	50.0
taglio massimo, Tmax [kN/m]	45.2	58.8	71.3
Sollecitazione massima geogriglia G200 alla base [kN / m]	9.3	12.1	10.4
Sollecitazione massima geogriglie G200 del rilevato [kN/m]	20.1	26.1	38.9
Sollecitazione massima geogriglie G50 del rilevato [kN/m]	9.7	11.7	12.9
Cedimento verticale totale a p.c. [cm]	12	-	-

Nelle seguenti immagini si riportano nell'ordine il campo di spostamenti globali ottenuti al termine dell'analisi *c-φ-reduction* effettuata con la finalità di soddisfare la verifica di stabilità globale dell'opera in condizioni di scavo massimo (condizioni statiche e sismiche). Nella successiva immagine si riporta anche il diagramma dell'incremento del fattore di sicurezza con lo spostamento totale di un punto di controllo. Quest'ultimo evidenzia che il fattore di sicurezza alla stabilità globale ottenuto è superiore al minimo imposto dalla normativa, pari a 1.375, pertanto la verifica di stabilità globale è soddisfatta.

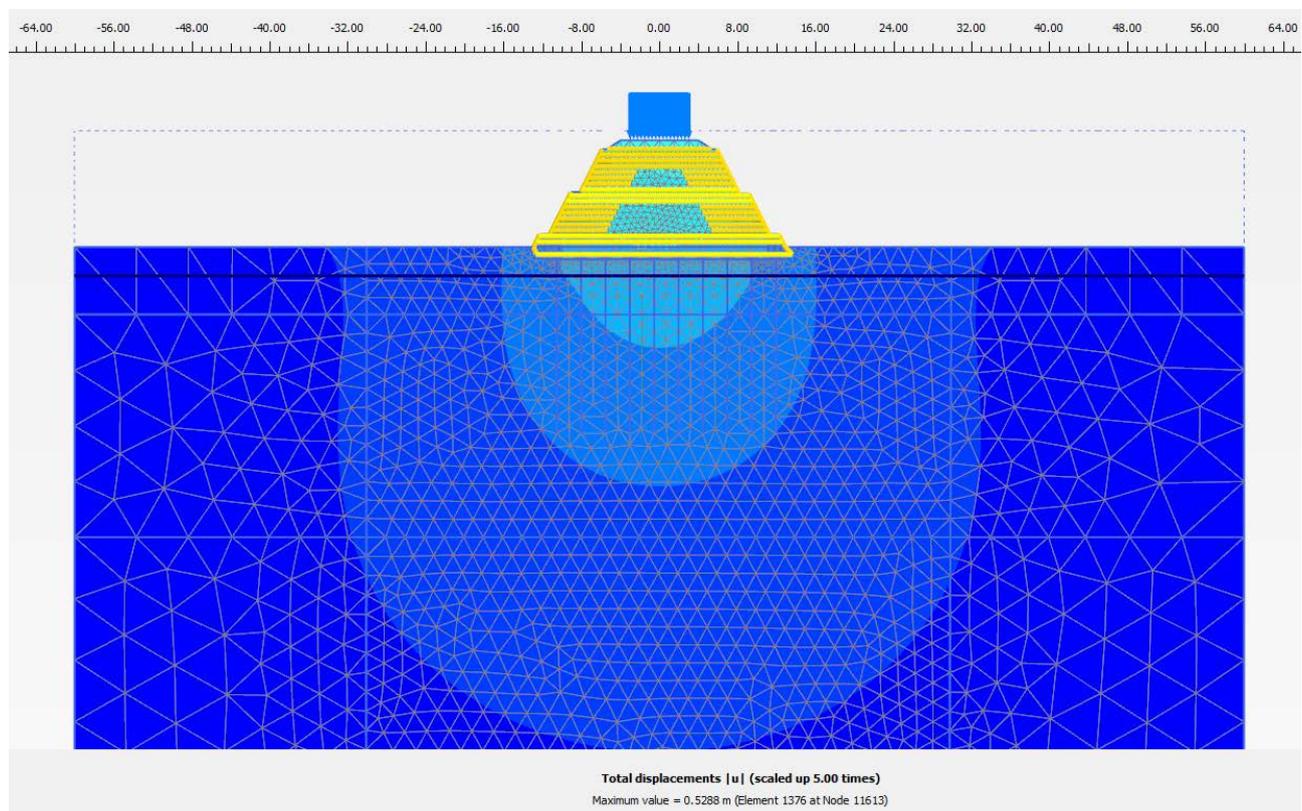


Figura 27 – Stabilità globale senza pali di consolidamento – condizioni statiche

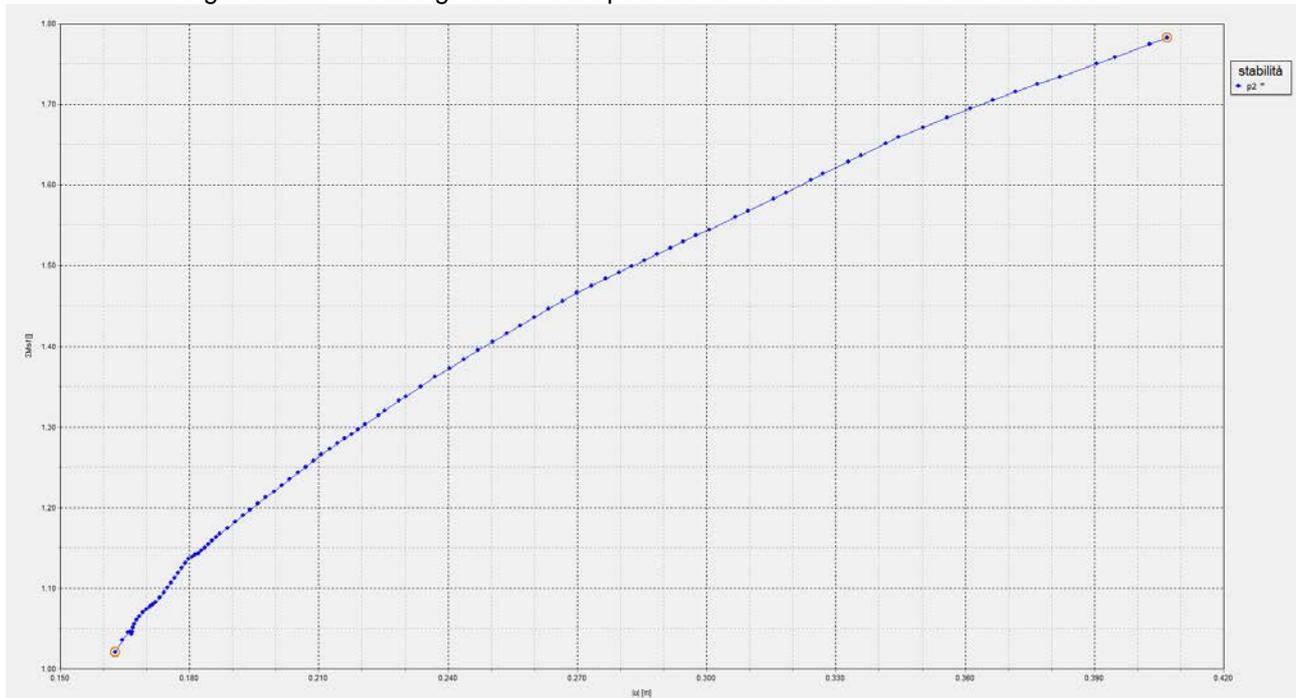


Figura 28 - Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo (FS > 1.1 x 1.25 = 1.375) - condizioni statiche

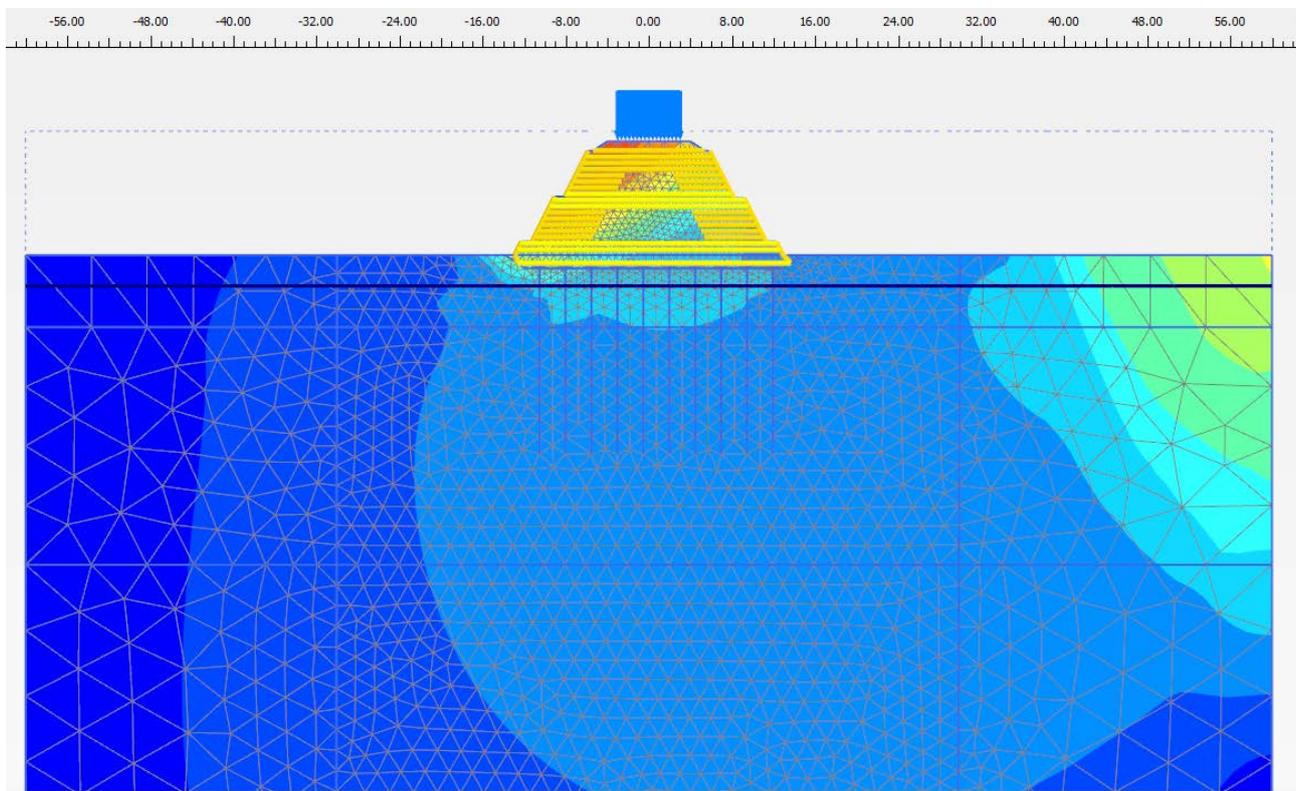


Figura 29 – Stabilità globale senza pali di consolidamento – condizioni sismiche

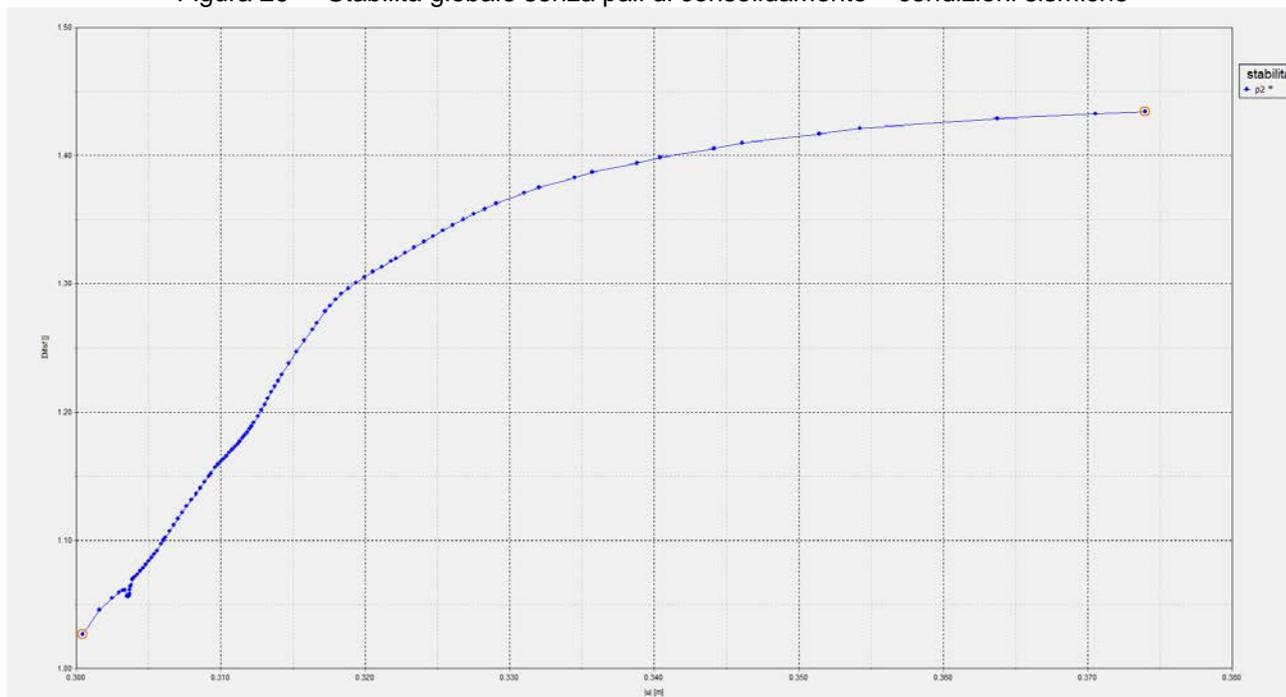


Figura 30 - Sicurezza alla stabilità globale vs spostamento totale del punto di controllo ($FS > 1.1 \times 1.25 = 1.375$) - condizioni sismiche

10.2 Verifiche strutturali

10.2.1 Verifiche strutturali dei pali riduttori di cedimento

Le verifiche di stabilità globali sono eseguite disattivando pali di consolidamento e relativi cappellotti, al fine di verificare la stabilità senza tali elementi e quindi i pali non saranno da intendersi con funzione strutturale, ma solo elementi di riduzione delle deformazioni.

Comunque i pali in c.a. riduttori di cedimento devono conservare la loro integrità strutturale, sia durante la vita utile dell'opera, sia durante un eventuale evento sismico. Quindi si eseguono le verifiche strutturali considerando le azioni massime, involupando le azioni massime tra SLU statica e SLV riportate in Tabella 9 e considerando che i pali hanno interasse 2.5 m.

Le verifiche sono condotte considerando calcestruzzo di classe C30/37 e acciaio d'armatura B450C.

Le massime azioni sono le seguenti:

$$N = 540.5 \cdot 2.5 = 1351 \text{ kN}$$

$$M_{\max} = 50 \cdot 2.5 = 125 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = 71.3 \cdot 2.5 = 178 \text{ kN}$$

La verifica allo SLU in ottemperanza alla vigente normativa è effettuata tramite il codice di calcolo RC-Sec, applicando le suddette azioni interne nel baricentro della sezione.

La verifica è effettuata con l'armatura longitudinale costituita da 8Ø20 e staffe Ø10 / 20 cm.

Nel seguito si riporta uno stralcio del codice di verifica.

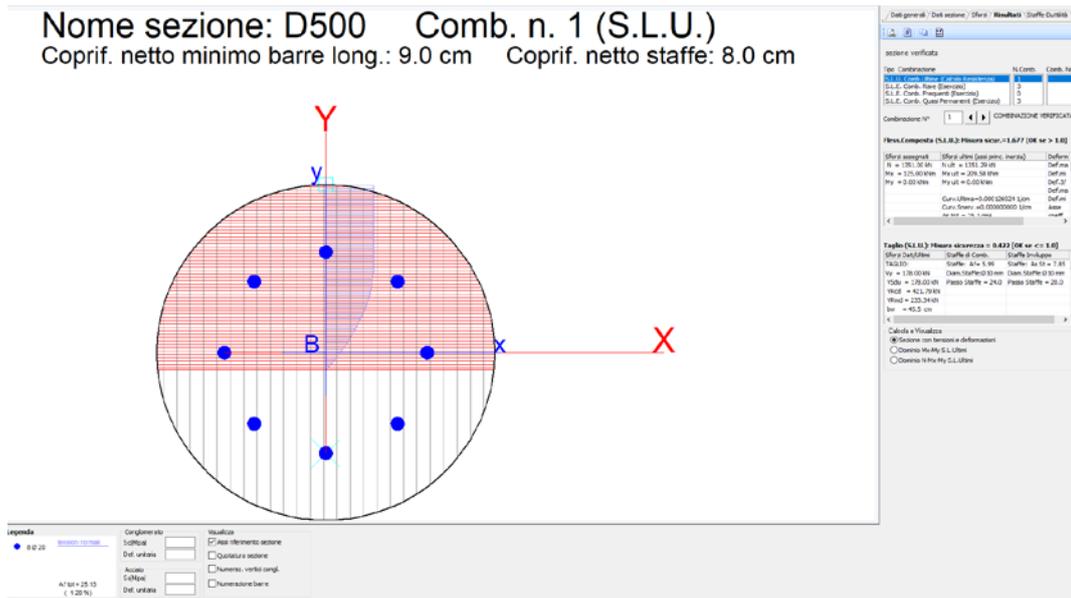


Figura 31 Verifica allo SLU

DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: D500

(Percorso File: T:\LAVORI2_Projgin42008 - svincolo Mormanno\03_Analisi\sezca\D500.sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Stati Limite Ultimi

Sezione generica

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Poco aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:

C30/37

Resis. compr. di calcolo fcd:

17.400 MPa

Resis. compr. ridotta fcd':

8.700 MPa

Def.unit. max resistenza ec2:

0.0020

Def.unit. ultima ecu:

0.0035

Diagramma tensione-deformaz.:

Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec:

33019.0 MPa

Coeff. di Poisson:

0.20

Resis. media a trazione fctm:

2.940 MPa

Coeff. Omogen. S.L.E.:

15.0

Coeff. Omogen. S.L.E.:

15.0

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Rare:

99999.000 mm

Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:

0.00 MPa

Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:

0.300 mm

ACCIAIO -

Tipo:

B450C

Resist. caratt. snervam. fyk:

450.00 MPa

Resist. caratt. rottura ftk:

450.00 MPa

Resist. snerv. di calcolo fyd:

391.30 MPa

Resist. ultima di calcolo ftd:

391.30 MPa

Deform. ultima di calcolo Epu:

0.068

Modulo Elastico Ef

2000000 daN/cm²

Diagramma tensione-deformaz.:

Bilineare finito

Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2:

1.00

Coeff. Aderenza differito β1*β2:

0.50

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:

Circolare

Classe Conglomerato:

C30/37

Raggio circ.: 25.0 cm

X centro circ.: 0.0 cm

Y centro circ.: 0.0 cm

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 41 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
 Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N° Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N° Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N° Barre	Ø
1	0.0	0.0	15.0	8	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1351.00	125.00	0.00	178.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 9.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.5 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 8.0 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N ult Sforzo normale ultimo [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx ult Momento flettente ultimo [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My ult Momento flettente ultimo [kNm] 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
 As Tesa Area armature [cm²] in zona tesa (solo travi). Tra parentesi l'area minima di normativa

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	1351.00	125.00	0.00	1351.29	209.58	0.00	1.677	-----

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.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.00078	0.0	25.0	0.00223	0.0	15.0	-0.00158	0.0	-15.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, 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.
---------	---	---	---	-----	--------

10.2.2 Verifiche strutturali delle geogriglie

Nel progetto sono state previste due tipologie di geogriglie:

- geogriglie R200: elementi con resistenza nominale caratteristica pari a $R_k = 200 \text{ kN/m}$
- geogriglie R50: elementi con resistenza nominale caratteristica pari a $R_k = 50 \text{ kN/m}$

La verifica strutturale è effettuata per le condizioni di lungo termine considerando un fattore di sicurezza globale che tiene conto di numerosi fattori (temperatura, aggressione chimica e biologica, deformazione per effetti di creep, ..) come indicato in ISO TR 20432, da cui si ha:

$$T_{LTDS} = T_{UTS} / R_F$$

$$R_F = R_{F_{CR}} \times R_{F_{ID}} \times R_{F_W} \times R_{F_{CH}} \times F_S$$

T_{LTDS} = Long term design strength

T_{UTS} = Ultimate Tensile Strength

R_F = Overall reduction factor

$R_{F_{CR}}$ = Reduction factor for creep

$R_{F_{ID}}$ = Reduction factor for the effect of installation damage

R_{F_W} = Reduction factor for weathering

$R_{F_{CH}}$ = Reduction factor environmental degradation (chemical biological) at the service temperature

F_S = Reduction factor related to the mass of info available and to the production quality management

Overall safety factor (RF) for 120 years design life applications												
PARAGRIDS GRADE	30	40	50	65	80	90	100	120	135	150	175	200
20°C temperature												
D ₉₀ up to 0.70 mm - silty sand	1,57	1,55	1,55	1,54	1,54	1,52	1,52	1,52	1,52	1,51	1,51	1,51
D ₉₀ up to 4.0 mm - concrete sand	1,61	1,58	1,55	1,55	1,54	1,52	1,52	1,52	1,52	1,51	1,51	1,51
D ₉₀ up to 23 mm - coarse gravel	1,64	1,60	1,60	1,57	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,52	1,52	1,52
D ₉₀ up to 36 mm - coarse gravel	1,73	1,73	1,64	1,64	1,64	1,61	1,58	1,58	1,58	1,57	1,57	1,57
D ₉₀ up to 140 mm - crushed stone	2,00	1,94	1,88	1,88	1,88	1,73	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
30°C temperature												
D ₉₀ up to 0.70 mm - silty sand	1,81	1,80	1,80	1,78	1,78	1,76	1,76	1,76	1,76	1,75	1,75	1,75
D ₉₀ up to 4.0 mm - concrete sand	1,87	1,83	1,80	1,80	1,78	1,76	1,76	1,76	1,76	1,75	1,75	1,75
D ₉₀ up to 23 mm - coarse gravel	1,90	1,85	1,85	1,81	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,76	1,76	1,76
D ₉₀ up to 36 mm - coarse gravel	2,00	2,00	1,90	1,90	1,90	1,87	1,83	1,83	1,83	1,81	1,81	1,81
D ₉₀ up to 140 mm - crushed stone	2,32	2,25	2,18	2,18	2,18	2,00	1,83	1,83	1,83	1,83	1,83	1,83

Si è quindi verificato che la sollecitazione massima sulle geogriglie fosse inferiore alla resistenza di progetto

$$F_d \leq R_d = \frac{T_{UTS}}{R_F}$$

Quindi per gli elementi di progetto, considerando cautelativamente la temperatura di 30° dalla precedente tabella si assume il fattore di sicurezza globale R_F , da cui:

- geogriglie R200: $R_d = 200 / 1.81 = 110.5 \text{ kN/m}$
- geogriglie R50: $R_d = 50 / 1.9 = 26.3 \text{ kN/m}$

Da cui le verifiche sono soddisfatte risultando $F_d < R_d$:

- geogriglie R200:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 44 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

$$F_d = 38.9 \text{ kN/m} \leq R_d = 110.5 \text{ kN/m}$$

- geogriglie R50:

$$F_d = 12.9 \text{ kN/m} \leq R_d = 26.3 \text{ kN/m}$$

11. ASPETTI DI CARATTERE ESECUTIVO

11.1 Colonne in c.a. CFA

Il sistema di perforazione prevede l'inserimento nel terreno mediante rotazione di una elica continua cava e contemporanea parziale asportazione di terreno. Al termine della perforazione l'elica continua viene lentamente estratta e contemporaneamente viene pompato calcestruzzo dal condotto centrale dell'elica, in modo da impedire il franamento delle pareti di scavo. Al termine del getto viene inserita all'interno della colonna la gabbia di armatura.

La perforatrice sarà equipaggiata con una strumentazione elettronica in grado di rilevare e comunicare all'operatore in tempo reale i principali parametri esecutivi. Per esempio in fase di perforazione: profondità, velocità di avanzamento, rpm rotary, pressione idraulica rotary, spinta sull'elica. In fase di getto: profondità, velocità di risalita, pressione e volume del calcestruzzo.

L'elaborazione dei dati acquisiti consentirà di rappresentare graficamente la geometria teorica della colonna ottenuta.

Il calcestruzzo deve avere la resistenza caratteristica e la classe di esposizione prescritta dal progetto.

La tecnica di posa in opera dell'armatura (a getto ultimato) richiede l'uso di un calcestruzzo che non sia semplicemente "pompabile" ma sufficientemente fluido da consentire un agevole inserimento dell'armatura. Per l'inserimento di gabbie fino alla profondità richiesta verrà utilizzato un calcestruzzo auto-compattante (SCC). Prima dell'inizio dei lavori, in collaborazione con il fornitore del calcestruzzo verranno realizzate opportune prove di qualifica al fine di definire il mix design ottimale per il rispetto delle resistenze prescritte e per garantire la corretta infissione della gabbia di armatura. Verranno inoltre definiti tipo e quantità degli eventuali additivi da utilizzare.

<p>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO</p>	<p>Pag. 46 DI 62</p>
---	--	--------------------------

12. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

12.1 Premessa

Nell'analisi eseguita al precedente capitolo è stata eseguita anche una stima del cedimento totale del rilevato in terra armata. Dalla sezione tracciata circa a p.c. si stima un cedimento totale massimo del rilevato, in presenza dell'intervento di consolidamento con pali, di circa 12 cm. Il terreno di fondazione è costituito da terreni fluviolacustri fino alla massima profondità indagata (30 m), costituiti da terreno sabbioso fino a circa 7 m (unità FLs) e poi da terreni limoso argillosi (FLa). Nel presente capitolo si riporta una stima del decorso del cedimento nel tempo, valutata in maniera semplificativa in relazione ai pochi dati disponibili sulla permeabilità (k) e sul coefficiente di consolidazione verticale (cv) dell'unità FLa su cui si svilupperanno i cedimenti di consolidazione.

12.2 Criteri di valutazione dei cedimenti

Si riportano nel seguito le metodologie ed i criteri di calcolo del cedimento.

L'analisi del cedimento è stata effettuata utilizzando il programma CED sviluppato dall'ing. Guiducci per l'analisi delle tensioni indotte nel sottosuolo dai carichi applicati in superficie.

Con il programma di calcolo è possibile analizzare cedimenti di rilevati illimitati sia di rilevati semi-illimitati (quali ad esempio i rilevati di approccio ad eventuali spalle dei viadotti di linea).

Nel caso di rilevati semi-illimitati il cedimento viene valutato in condizione di area di carico semi – infinita; quindi si può individuare l'andamento del cedimento in asse rilevato in direzione longitudinale (tenendo eventualmente anche conto della pendenza longitudinale del rilevato), al fine di determinare la posizione (rispetto alla spalla) della sezione con cedimento massimo.

Nel caso particolare sono stati valutati i cedimenti di rilevati in ipotesi illimitata ed il calcolo è stato effettuato in corrispondenza dell'asse del rilevato (cedimento massimo).

12.2.1 Determinazione della zona compressibile Hc

Viene definita convenzionalmente zona compressibile (Hc) la profondità oltre la quale l'incremento delle tensioni verticali ($\delta\sigma_z$) risulti inferiore a $(0.10) \cdot (\sigma'_{v0})$ (essendo σ'_{v0} la tensione verticale efficace litostatica) e il contributo al cedimento può essere considerato trascurabile.

12.2.2 Terreni sabbiosi

Il cedimento dei rilevati poggianti su terreni sabbiosi può essere determinato ricorrendo alla teoria dell'elasticità ed alla seguente espressione:

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO	AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO	Pag. 47 DI 62
-----------------------------------	--	------------------

essendo:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_i'}$$

s_t = cedimento totale

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico

h_i = altezza dello strato i-esimo

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_c)

E_i' = modulo di deformazione elastico drenato dello strato i-esimo

ν = rapporto di Poisson = 0.3

Il comportamento dei terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) risulta macroscopicamente diverso da quello dei terreni a grana fine (limi e argille), in virtù della marcata differenza esistente tra i valori del coefficiente di permeabilità. Avendo infatti elevata permeabilità essi si comportano come un sistema aperto con libero flusso dell'acqua e l'eventuale sovrappressione dell'acqua interstiziale, generata da una qualunque causa che ne disturbi l'equilibrio originario, si dissipa in tempi estremamente brevi. Ne consegue che, ai fini pratici, si può trascurare il moto di filtrazione transitorio e fare riferimento direttamente alle condizioni di equilibrio finale.

Il decorso del cedimento nel tempo può essere pertanto considerato rapido, praticamente contemporaneo alla costruzione dell'opera.

12.2.3 Terreni argillosi e/o stratificati

Nel presente paragrafo vengono illustrati i criteri utilizzati per la valutazione dei cedimenti di rilevati in terreni costituiti prevalentemente da materiali argillosi saturi e in terreni stratificati, ovvero costituiti da materiali argillosi intercalati da lenti sabbiose.

L'analisi relativa ai cedimenti viene sviluppata con riferimento ai seguenti aspetti principali:

- descrizione dei diversi tipi di cedimento (immediato, di consolidazione primaria, secondario);
- descrizione delle ipotesi di lavoro;
- determinazione teorica dell'entità dei diversi tipi di cedimento;
- determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria e secondaria, assenza o presenza di dreni verticali.

12.2.4 Tipi di cedimento

L'applicazione di un carico di dimensioni finite su un deposito costituito da materiali argillosi saturi comporta un processo deformativo nel terreno che tradizionalmente viene schematizzato come illustrato nella Figura 32 (vedasi ad esempio Perloff [1975]):

- a) Data la bassa permeabilità (k) del terreno, la fase di carico avviene in condizioni non drenate con generazione di sovrappressioni interstiziali (Δu); i materiali argillosi si deformano allora a volume costante ed il cedimento che ne consegue è indicato come cedimento immediato.
- b) Il trasferimento del carico dall'acqua allo scheletro solido comporta ulteriori cedimenti, la cui velocità nel tempo è legata principalmente alle caratteristiche di permeabilità dell'argilla e alle condizioni di drenaggio. Il processo è noto come consolidazione primaria ed il cedimento conseguente a tale processo è indicato come cedimento di consolidazione primaria.
- c) Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico-viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come cedimento secondario.

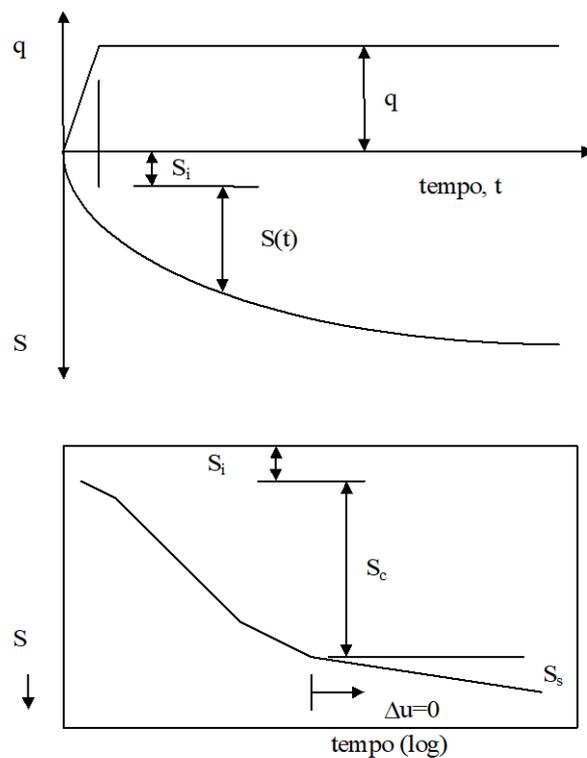


Figura 32 – Cedimenti totali, immediati e di consolidazione

12.2.5 Valutazione teorica dei vari tipi di cedimento

Cedimento immediato

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$s_i = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu_u \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_{ui}}$$

essendo:

s_i = cedimento immediato

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico

h_i = altezza dello strato i-esimo

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_C)

E_{ui} = modulo di deformazione non drenato dello strato i-esimo

ν_u = rapporto di Poisson = 0.5

Cedimento totale (immediato e di consolidazione primaria)

Con riferimento alla teoria dell'elasticità il cedimento immediato e di consolidazione primaria nei terreni coesivi viene stimato con la seguente espressione (in analogia a quanto già indicato per i depositi incoerenti):

essendo:

$$s_t = \sum_{i=1}^n \frac{(\Delta\sigma_z - \nu' \cdot (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y)) \cdot h_i}{E_i'}$$

s_t = cedimento immediato e di consolidazione primaria

$\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y$ = tensioni indotte dal carico

h_i = altezza dello strato i-esimo

n = numero di strati in cui è suddivisa la zona compressibile (H_C)

E_i' = modulo di deformazione elastico drenato dello strato i-esimo

ν = rapporto di Poisson = 0.3

Per definizione il cedimento di consolidazione primaria è dato dalla differenza tra s_t e s_i .

12.2.6 Determinazione teorica dell'andamento nel tempo dei cedimenti

Cedimenti di consolidazione primaria

L'analisi del processo di consolidazione consiste nella previsione del decorso nel tempo della dissipazione della sovrappressione interstiziale e quindi del cedimento.

Si tratta di un problema molto complesso del quale esistono in letteratura delle soluzioni relative a schemi semplificati che possono comunque fornire indicazioni per i problemi pratici.

La prima soluzione al problema monodimensionale è stata ottenuta da Terzaghi (1923) nell'ambito delle seguenti ipotesi:

- terreno omogeneo e completamente saturo, con legge sforzi-deformazione di tipo lineare;
- i parametri di compressibilità e di permeabilità sono costanti durante il processo di consolidazione;
- incompressibilità dell'acqua e dello scheletro solido del terreno;
- deformazioni piccole e comportamento del terreno non viscoso;
- il carico è supposto applicato istantaneamente;
- validità della legge di Darcy.

L'equazione differenziale che regola il fenomeno in regime transitorio è:

$$c_v \frac{d^2u}{dz^2} = \frac{du}{dt}$$

dove:

- c_v = coefficiente di consolidazione verticale;
- u = sovrappressione interstiziale: $u(z,t)$;
- z = dimensione (verticale);
- t = tempo;
- d = simbolo per derivata parziale.

La soluzione dell'equazione dipende dalle condizioni iniziali:

- distribuzione delle sovrappressioni interstiziali all'atto dell'applicazione del carico;
- condizioni di drenaggio al contorno.

La soluzione è generalmente espressa in termini del parametro adimensionale "grado di consolidazione" U_v definito dal rapporto fra la sovrappressione dissipata e quella iniziale:

$$U_v(z,t) = \frac{u_o - u(z,t)}{u_o} = 1 - \frac{u(z,t)}{u_o} = \frac{s_c(t)}{s_c}$$

dove:

- u_o = sovrappressione iniziale;
- $u(z,t)$ = sovrappressione durante il transitorio;
- $s_c(t)$ = cedimento (per consolidazione) nel generico istante t ;
- s_c = cedimento al termine del processo.

Una funzione che approssima la soluzione dell'equazione differenziale è stata proposta da Sivaram e Swamee - 1977 (vedasi "Geotecnica" di R. Lancellotta).

$$U_v = (4 \cdot T_v / \pi)^{0.5} / [1 + (4 \cdot T_v / \pi)^{2.8}]^{0.179}$$

dove:

$T_v = c_v \cdot t / L_v^2$ fattore di tempo adimensionale

$c_v = k_v \cdot E_d / \gamma_w$ coefficiente di consolidazione verticale

k_v = coefficiente di permeabilità verticale

E_d = modulo di compressibilità edometrica

γ_w = peso di volume dell'acqua

t = istante di tempo generico

L_v = massimo percorso di drenaggio.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario nei terreni coesivi è convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_1^n \log\left(\frac{t}{t_{100,i}}\right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

essendo:

s_s = cedimento secondario;

t = tempo generico a partire dall'applicazione del carico;

$t_{100,i}$ = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i-esimo, separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue;

h_i = altezza dello strato argilloso i-esimo separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue;

n = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue;

$c_{\alpha i}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i-esimo misurato da prove edometriche di laboratorio.

Nell'impiego della relazione sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di c_{α} è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di c_{α} è indipendente dal valore dello spessore dello strato i-esimo h_i , anche se tale spessore influenza l'entità del t_{100} ;
- il valore di c_{α} è indipendente dal rapporto $\Delta\sigma_z/\sigma'_{vo}$.

<p>RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO</p>	<p>AUTOSTRADA A2 MEDITERRANEA NUOVO SVINCOLO DI MORMANNO</p>	<p>Pag. 52 DI 62</p>
---	--	--------------------------

Nel caso di profili caratterizzati da più strati argillosi separati da lenti sabbiose non continue, il calcolo del cedimento secondario viene eseguito con riferimento al monostrato e ad un coefficiente di consolidazione secondaria medio pesato tra quelli relativi ai singoli strati.

12.3 Valutazione dei cedimenti del rilevato in terra rinforzata

Nell'analisi eseguita al precedente capitolo si stima un cedimento totale massimo del rilevato a p.c., in presenza dell'intervento di consolidamento con pali, di circa 12 cm.

Nel seguito vengono riportate le analisi svolte per la stima del cedimento di consolidazione ed il decorso dei cedimenti nel tempo per la sezione di rilevato della terra armata con altezza massima.

L'analisi dei cedimenti è stata svolta in accordo alle metodologie di calcolo precedentemente esposte, con il programma di calcolo CED (G. Guiducci). Nella valutazione dei cedimenti e quindi nella determinazione dello spessore compressibile, si sono considerati i contributi degli strati in corrispondenza dei quali l'incremento della tensione verticale risulta maggiore o uguale a 0.1 volte la tensione geostatica efficace.

Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito considerando una sezione di rilevato con larghezza sommitale del rilevato (larghezza massima della piattaforma stradale) di 10.5 m, altezza massima 14 m e pendenza scarpate 1.3 (verticale / orizzontale).

La stima dei cedimenti verrà svolta considerando nell'ambito dello spessore compressibile H_c considerando gli stessi valori dei parametri geotecnici indicati al capitolo 0 e considerando nello spessore di terreno consolidato un modulo di deformazione equivalente (E'_{eq}), valutato attraverso la seguente relazione:

$$E'_{eq} = E_{op}' + E_c \cdot A_c / A_i$$

dove:

E_{op}' = modulo del terreno naturale (= 30 ÷ 40 MPa)

E_c = modulo dei pali (= $20 \cdot E^6$ kN/m² assunzione cautelativa)

A_c = area dei pali (= 0.196 m²)

A_i = area di influenza dei pali (= $2.5 \cdot 2.5 = 6.25$ m²)

Da cui si stima cautelativamente un valore del modulo di deformazione elastico operativo $E'_{eq} = 600000$ kPa, assunto nello spessore di terreno con trattamento di consolidamento con pali in c.a. (18 m da p.c. per le sezioni con altezza massima di rilevato).

Il valore del modulo di deformazione in condizioni non drenate (E_u), in accordo a quanto indicato nella relazione geotecnica generale, è stato stimato con la correlazione di Duncan & Buchigani (1976): $E_u = k \cdot c_u$, dove c_u è la resistenza al taglio non drenata ed è stato assunto $k = 400$ per le formazioni argillose in esame (unità FLa) e $c_u = 130$ kPa, da cui $E_u = 52$ MPa.

Il valore del coefficiente di consolidazione primaria verticale (c_v) è stato stimato considerando i risultati delle prove di laboratorio (due sole prove edometriche sui campioni indisturbati) e dalla correlazione in base al valore del limite liquido (LL) (NAVFAC-DM 7.1., 1971); tali valori sono mostrati in Figura 33. Nel caso in esame si assume un coefficiente di consolidazione primaria verticale c_v pari a $2.5 \cdot 10^{-7}$ m²/s.

Il valore del coefficiente di consolidazione secondaria (c_α), è stato stimato dalla correlazione NAVFAC-DM 7.1 (1982) dal contenuto naturale d'acqua W_n ; è stato assunto pari a 0.003 con riferimento ad un valore medio $W_{n,medio}=30\%$.

Nella seguente tabella sono sintetizzati i valori dei parametri adottati nel calcolo e la stratigrafia.

Tabella 10 – Stratigrafia e parametri geotecnici

Rilevato terra armata					
Profondità da p.c.[m]	Unità geotecnica	γ [kN/m ³]	E' [MPa]	E_u [MPa]	c_u [kPa]
0.0÷18.0	Terreno FL+pali consolidamento	19	60	-	-
>18.0	FLa	19	40	52	130
Falda: a 3 m da p.c.					

Nella seguente figura si riportano i valori del coefficiente di consolidazione verticale.

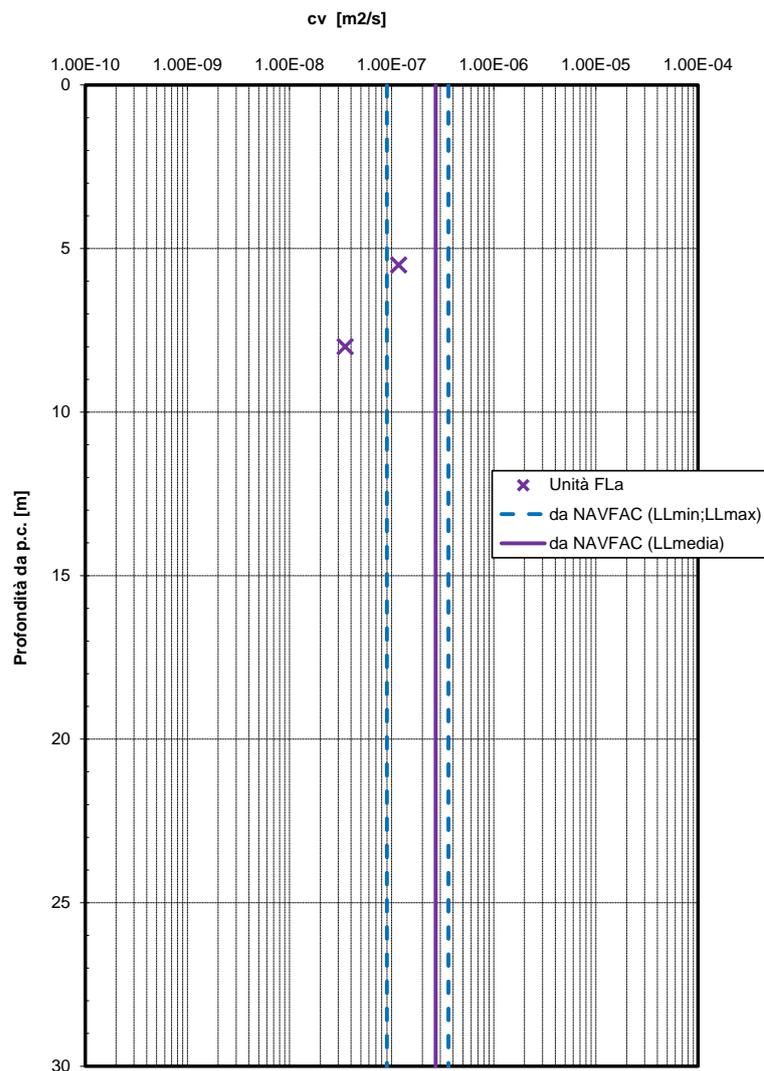


Figura 33 – Coefficiente di consolidazione verticale

Nella seguente tabella si riassumono i risultati dei calcoli eseguiti, in Appendice A sono riportati i tabulati di calcolo completi.

Tabella 11 - Cedimenti rilevato (ipotesi rilevato illimitato)

Sezione di calcolo	Altezza rilevato [m]	Cedimento totale in asse [mm]	Cedimento immediato in asse [mm]	Cedimento consolidazione in asse [mm]
Terra armata	14.0	122.7	63.3	59.4

Il cedimento totale massimo stimato in asse rilevato (illimitato) è 12 cm, coerente a quanto individuato dal calcolo Plaxis, di cui 6.3 cm di cedimento immediato e circa 5.9 cm di consolidazione primaria. La valutazione del decorso del cedimento nel tempo (vedasi figura seguente), è stata eseguita considerando il periodo compreso tra la fine della realizzazione del rilevato (stimato in circa

3 mesi) e la vita dell'opera ($V_N=50$ anni). Il cedimento residuo (consolidazione primaria e secondaria) calcolato in tale range temporale è circa 2 cm, quindi inferiore a 5 cm, come prescritto da Capitolato, compatibile con la funzionalità dell'opera.

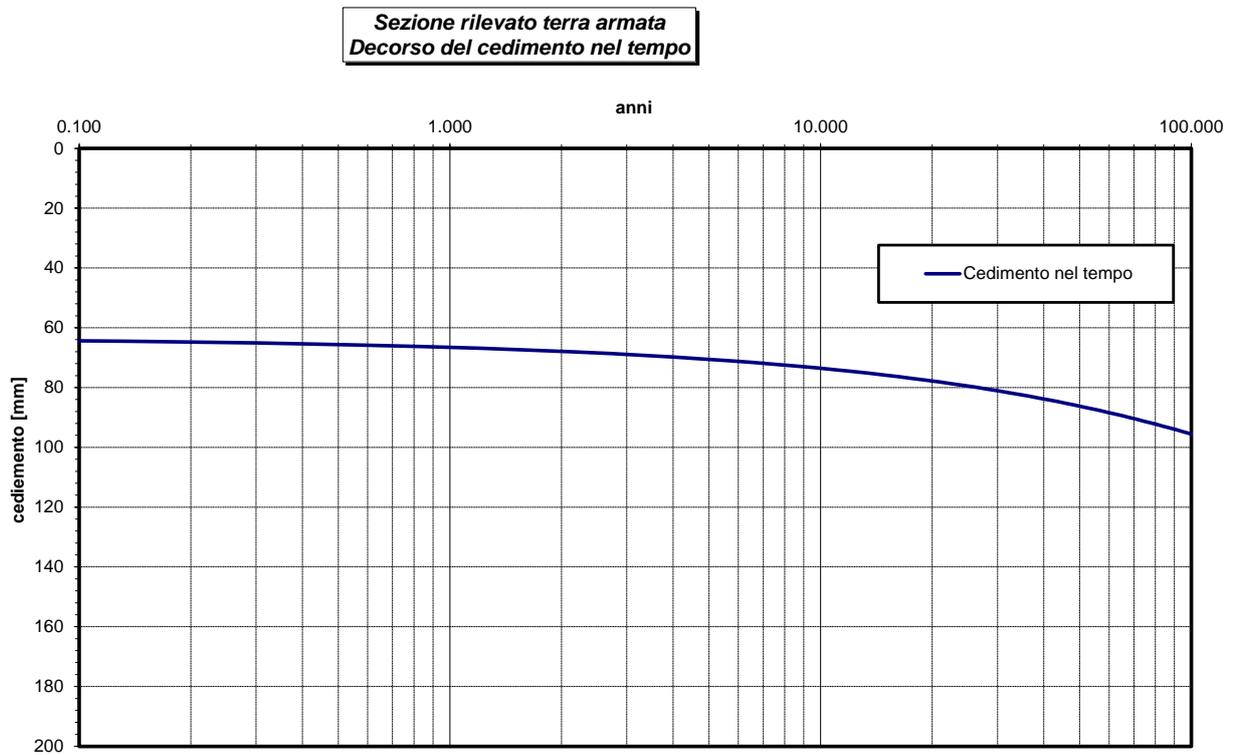


Figura 34. Rilevato in terra armata – Decorso nel tempo dei cedimenti del rilevato

13. APPENDICE A. ANALISI DEI CEDIMENTI. TABULATI DI CALCOLO CED

13.1 Rilevato terra armata - Cedimenti totali

*** CED ***
Programma per l'analisi dei cedimenti
per aree di carico di rigidezza nulla

(C) G.Guiducci - aprile 1999

pag./ 1

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento totale m

Coefficiente di Frolich = 4
S'z a quota piano di posa = .0 kPa
Profondita' falda = 3.0 m
Coefficiente di Poisson = .30

Caratteristiche stratigrafiche e meccaniche

n.	Z in m	Z fin m	E in kPa	E fin kPa	G nat kN/m3	G eff kN/m3	N dv
1	.0	18.0	600000.	600000.	19.0	9.0	36
2	18.0	100.0	40000.	40000.	19.0	9.0	20

S'z = tensione verticale efficace litostatica
Z in = profondita' inizio strato
Z fin = profondita' fine strato
E in = modulo elastico inizio strato
E fin = modulo elastico fine strato
G nat = peso di volume naturale
G eff = peso di volume efficace
N dv = numero suddivisioni dello strato

Dati riguardanti il rilevato (Y - asse longitudinale)

Altezza complessiva = 14.0 m
Larghezza sommita' = 10.5 m
Pendenza scarpate = 1.300 (vert/orizz)
Peso di volume = 20.0 kN/m3
Sovraccarico in sommita' = .0 kPa

pag./ 2

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento totale m

Caratteristiche delle aree di carico equivalenti al rilevato

N.	Press. kPa	X c m	Y c m	X lato m	Y lato m	Carico MN
1	56.0	.00	.00	29.88	850.77	1423.795
2	56.0	.00	.00	25.58	850.77	1218.563
3	56.0	.00	.00	21.27	850.77	1013.332
4	56.0	.00	.00	16.96	850.77	808.100
5	56.0	.00	.00	12.65	850.77	602.868
Carico totale =						5066.658 MN

pag./ 3

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento totale m

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.3	280.0	139.8	139.9	.5	600000.
.8	280.0	138.6	139.5	1.4	600000.
1.3	280.0	136.3	138.7	2.4	600000.
1.8	279.8	132.9	137.6	3.3	600000.
2.3	279.6	128.7	136.1	4.3	600000.
2.8	279.1	123.9	134.3	5.2	600000.
3.3	278.4	118.6	132.3	5.9	600000.
3.8	277.4	113.0	130.1	6.4	600000.
4.3	276.0	107.3	127.8	6.8	600000.
4.8	274.4	101.5	125.3	7.3	600000.
5.3	272.5	95.8	122.8	7.7	600000.
5.8	270.3	90.3	120.2	8.2	600000.
6.3	267.8	84.9	117.6	8.6	600000.
6.8	265.2	79.8	115.0	9.1	600000.
7.3	262.3	74.9	112.4	9.5	600000.
7.8	259.2	70.2	109.8	10.0	600000.
8.3	256.0	65.8	107.3	10.4	600000.
8.8	252.7	61.7	104.8	10.9	600000.
9.3	249.2	57.8	102.3	11.3	600000.
9.8	245.7	54.2	100.0	11.8	600000.
10.3	242.2	50.8	97.7	12.2	600000.
10.8	238.6	47.6	95.4	12.7	600000.
11.3	235.0	44.6	93.2	13.1	600000.
11.8	231.4	41.8	91.1	13.6	600000.
12.3	227.8	39.3	89.0	14.0	600000.
12.8	224.2	36.8	87.0	14.5	600000.
13.3	220.6	34.6	85.1	14.9	600000.
13.8	217.1	32.5	83.2	15.4	600000.
14.3	213.6	30.6	81.4	15.8	600000.
14.8	210.2	28.7	79.6	16.3	600000.
15.3	206.8	27.1	77.9	16.7	600000.
15.8	203.4	25.5	76.3	17.2	600000.
16.3	200.1	24.0	74.7	17.6	600000.
16.8	196.9	22.6	73.2	18.1	600000.
17.3	193.7	21.4	71.7	18.5	600000.
17.8	190.6	20.2	70.3	19.0	600000.
20.0	177.1	15.6	64.2	21.0	40000.
24.1	156.2	10.3	55.5	24.7	40000.
28.3	139.0	7.0	48.6	28.4	40000.
32.3	124.8	5.0	43.2	32.1	40000.
36.4	113.0	3.6	38.8	35.8	40000.
40.5	103.0	2.7	35.2	39.5	40000.
44.6	94.6	2.1	32.2	43.2	40000.
48.7	87.4	1.6	29.6	46.9	40000.
52.8	81.2	1.3	27.4	50.6	40000.
56.9	75.7	1.1	25.5	54.3	40000.
61.0	71.0	.9	23.8	57.9	40000.
65.1	66.7	.7	22.4	61.6	40000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

pag./ 4

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento totale m

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Cedimenti totali

Cedimenti parziali

Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	122.7			
.5	122.5	.0	.5	.2
1.0	122.3	.5	1.0	.2
1.5	122.2	1.0	1.5	.2
2.0	122.0	1.5	2.0	.2
2.5	121.9	2.0	2.5	.2
3.0	121.7	2.5	3.0	.2
3.5	121.5	3.0	3.5	.2
4.0	121.3	3.5	4.0	.2
4.5	121.2	4.0	4.5	.2
5.0	121.0	4.5	5.0	.2
5.5	120.8	5.0	5.5	.2
6.0	120.7	5.5	6.0	.2
6.5	120.5	6.0	6.5	.2
7.0	120.3	6.5	7.0	.2
7.5	120.1	7.0	7.5	.2
8.0	120.0	7.5	8.0	.2
8.5	119.8	8.0	8.5	.2
9.0	119.6	8.5	9.0	.2
9.5	119.5	9.0	9.5	.2
10.0	119.3	9.5	10.0	.2
10.5	119.1	10.0	10.5	.2
11.0	119.0	10.5	11.0	.2
11.5	118.8	11.0	11.5	.2
12.0	118.6	11.5	12.0	.2
12.5	118.5	12.0	12.5	.2
13.0	118.3	12.5	13.0	.2
13.5	118.2	13.0	13.5	.2
14.0	118.0	13.5	14.0	.2
14.5	117.9	14.0	14.5	.2
15.0	117.7	14.5	15.0	.1
15.5	117.6	15.0	15.5	.1
16.0	117.4	15.5	16.0	.1
16.5	117.3	16.0	16.5	.1
17.0	117.2	16.5	17.0	.1
17.5	117.0	17.0	17.5	.1
18.0	116.9	17.5	18.0	.1
22.1	101.2	18.0	22.1	15.7
26.2	87.2	22.1	26.2	14.0
30.3	74.7	26.2	30.3	12.5
34.4	63.3	30.3	34.4	11.3
38.5	53.1	34.4	38.5	10.3
42.6	43.7	38.5	42.6	9.4
46.7	35.0	42.6	46.7	8.6
50.8	27.0	46.7	50.8	8.0
54.9	19.6	50.8	54.9	7.4
59.0	12.6	54.9	59.0	6.9
63.1	6.1	59.0	63.1	6.5
67.2	.0	63.1	67.2	6.1

Cedimento totale = 122.7 mm

13.2 Rilevato terra armata - Cedimenti immediati

*** CED ***
Programma per l'analisi dei cedimenti
per aree di carico di rigidità nulla

(C) G.Guiducci - aprile 1999

pag./ 1

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento immediato

Coefficiente di Frolich = 3
S'z a quota piano di posa = .0 kPa
Profondità falda = 3.0 m
Coefficiente di Poisson = .50

Caratteristiche stratigrafiche e meccaniche

n.	Z in m	Z fin m	E in kPa	E fin kPa	G nat kN/m ³	G eff kN/m ³	N dv
1	.0	18.0	600000.	600000.	19.0	9.0	36
2	18.0	100.0	52000.	52000.	19.0	9.0	20

S'z = tensione verticale efficace litostatica
Z in = profondità inizio strato
Z fin = profondità fine strato
E in = modulo elastico inizio strato
E fin = modulo elastico fine strato
G nat = peso di volume naturale
G eff = peso di volume efficace
N dv = numero suddivisioni dello strato

Dati riguardanti il rilevato (Y - asse longitudinale)

Altezza complessiva = 14.0 m
Larghezza sommità = 10.5 m
Pendenza scarpate = 1.300 (vert/orizz)
Peso di volume = 20.0 kN/m³
Sovraccarico in sommità = .0 kPa

pag./ 2

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento immediato

Caratteristiche delle aree di carico equivalenti al rilevato

N.	Press. kPa	X c m	Y c m	X lato m	Y lato m	Carico MN
1	56.0	.00	.00	29.88	850.77	1423.795
2	56.0	.00	.00	25.58	850.77	1218.563
3	56.0	.00	.00	21.27	850.77	1013.332
4	56.0	.00	.00	16.96	850.77	808.100
5	56.0	.00	.00	12.65	850.77	602.868
Carico totale =						5066.658 MN

pag./ 3

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento immediato

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Incrementi di tensioni dovuti ai carichi

Prof. m	D S'z kPa	D S'x kPa	D S'y kPa	.10 S'z	E medio
.3	280.0	270.8	275.4	.5	600000.
.8	279.9	252.6	266.3	1.4	600000.
1.3	279.7	234.7	257.2	2.4	600000.
1.8	279.1	217.5	248.3	3.3	600000.
2.3	278.2	201.0	239.6	4.3	600000.
2.8	277.0	185.3	231.1	5.2	600000.
3.3	275.2	170.7	222.9	5.9	600000.
3.8	273.1	157.0	215.0	6.4	600000.
4.3	270.6	144.4	207.4	6.8	600000.
4.8	267.7	132.7	200.1	7.3	600000.
5.3	264.6	122.0	193.2	7.7	600000.
5.8	261.1	112.1	186.5	8.2	600000.
6.3	257.5	103.1	180.2	8.6	600000.
6.8	253.7	94.9	174.2	9.1	600000.
7.3	249.7	87.4	168.4	9.5	600000.
7.8	245.6	80.5	163.0	10.0	600000.
8.3	241.5	74.3	157.8	10.4	600000.
8.8	237.3	68.5	152.8	10.9	600000.
9.3	233.1	63.3	148.1	11.3	600000.
9.8	229.0	58.6	143.6	11.8	600000.
10.3	224.8	54.2	139.3	12.2	600000.
10.8	220.6	50.2	135.3	12.7	600000.
11.3	216.5	46.6	131.4	13.1	600000.
11.8	212.5	43.3	127.7	13.6	600000.
12.3	208.5	40.2	124.2	14.0	600000.
12.8	204.6	37.4	120.8	14.5	600000.
13.3	200.8	34.8	117.6	14.9	600000.
13.8	197.0	32.5	114.5	15.4	600000.
14.3	193.3	30.3	111.6	15.8	600000.
14.8	189.7	28.3	108.8	16.3	600000.
15.3	186.2	26.5	106.1	16.7	600000.
15.8	182.8	24.8	103.5	17.2	600000.
16.3	179.4	23.2	101.1	17.6	600000.
16.8	176.2	21.8	98.7	18.1	600000.
17.3	173.0	20.4	96.4	18.5	600000.
17.8	169.9	19.2	94.3	19.0	600000.
20.0	156.6	14.6	85.3	21.0	52000.
24.1	136.8	9.3	72.7	24.7	52000.
28.3	120.9	6.3	63.1	28.4	52000.
32.3	108.0	4.4	55.7	32.1	52000.
36.4	97.4	3.2	49.7	35.8	52000.
40.5	88.6	2.4	44.9	39.5	52000.
44.6	81.2	1.8	40.8	43.2	52000.
48.7	74.9	1.4	37.4	46.9	52000.
52.8	69.4	1.1	34.5	50.6	52000.
56.9	64.7	.9	31.9	54.3	52000.
61.0	60.6	.7	29.7	57.9	52000.

D S'z,x,y = incrementi di tensione indotti dai carichi
S'z = tensione verticale efficace litostatica

pag./ 4

MORMANNO TERRA ARMATA
Rilevato illimitato - cedimento immediato

RISULTATI relativi alla direttrice 1

X = .00 m Y = .00 m

Cedimenti totali

Cedimenti parziali

Prof. m	Cedimento mm	da m	a m	D cedim. mm
.0	63.3			
.5	63.3	.0	.5	.0
1.0	63.3	.5	1.0	.0
1.5	63.3	1.0	1.5	.0
2.0	63.2	1.5	2.0	.0
2.5	63.2	2.0	2.5	.0
3.0	63.1	2.5	3.0	.1
3.5	63.0	3.0	3.5	.1
4.0	63.0	3.5	4.0	.1
4.5	62.9	4.0	4.5	.1
5.0	62.8	4.5	5.0	.1
5.5	62.7	5.0	5.5	.1
6.0	62.6	5.5	6.0	.1
6.5	62.5	6.0	6.5	.1
7.0	62.4	6.5	7.0	.1
7.5	62.3	7.0	7.5	.1
8.0	62.2	7.5	8.0	.1
8.5	62.1	8.0	8.5	.1
9.0	62.0	8.5	9.0	.1
9.5	61.9	9.0	9.5	.1
10.0	61.8	9.5	10.0	.1
10.5	61.7	10.0	10.5	.1
11.0	61.6	10.5	11.0	.1
11.5	61.5	11.0	11.5	.1
12.0	61.4	11.5	12.0	.1
12.5	61.3	12.0	12.5	.1
13.0	61.2	12.5	13.0	.1
13.5	61.1	13.0	13.5	.1
14.0	61.0	13.5	14.0	.1
14.5	60.9	14.0	14.5	.1
15.0	60.8	14.5	15.0	.1
15.5	60.7	15.0	15.5	.1
16.0	60.6	15.5	16.0	.1
16.5	60.5	16.0	16.5	.1
17.0	60.4	16.5	17.0	.1
17.5	60.3	17.0	17.5	.1
18.0	60.2	17.5	18.0	.1
22.1	51.8	18.0	22.1	8.4
26.2	44.2	22.1	26.2	7.6
30.3	37.4	26.2	30.3	6.8
34.4	31.3	30.3	34.4	6.1
38.5	25.7	34.4	38.5	5.6
42.6	20.6	38.5	42.6	5.1
46.7	15.8	42.6	46.7	4.7
50.8	11.5	46.7	50.8	4.4
54.9	7.4	50.8	54.9	4.1
59.0	3.6	54.9	59.0	3.8
63.1	.0	59.0	63.1	3.6

Cedimento totale = 63.3 mm

13.3 Decorso cedimenti nel tempo

Cedimento Totale	122.70	[mm]
Cedimento immediato	63.30	[mm]
Cedimento di consolidazione	59.40	[mm]
Ceff. di consolidazione - Cv	2.50E-07	[m ² /s]
Percorso di filtrazione - H	58	[m]
Consolidazione secondaria - C _α	3.00E-03	
Altezza per la cons. sec. - H0	58	[m]
Anno iniziale - t1	0.25	
Anno finale - t2	50	
Cedimento ammissibile	50	[mm]
Calcolo del cedimento a t1 (anni)		
Tv	5.86E-04	
Um	2.73E-02	< 0.95
Cedimento	64.92	[mm]
Calcolo del cedimento a t2 (anni)		
Tv	1.17E-01	
Um	3.86E-01	< 0.95
Cedimento	86.23	[mm]
Cedimento dal t1 al t2° anno	21.31	[mm] OK