



## PROGETTO AdSP n. 1951

*Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste*

CUP: C94E21000460001

### Progetto di Fattibilità Tecnico Economica Fascicolo B – Elaborati di sviluppo complessivo

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:		
arch. Gerardo Nappa	AdSP MAO	Responsabile dell'integrazione e Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione
arch. Sofia Dal Piva	AdSP MAO	Progettazione generale
arch. Stefano Semenic	AdSP MAO	Progettazione generale
ing. Roberto Leoni	BITECNO S.r.l.	Sistema di trazione elettrica ferroviaria
ing. Saturno Minnucci	MINNUCCI ASSOCIATI S.r.l.	Impianti speciali e segnalamenti ferroviari
ing. Dario Fedrigo	ALPE ENGINEERING S.r.l.	Progettazione strutturale oo.cc. ferrovia e strade
ing. Andrea Guidolin p.i. Furio Benci	SQS S.r.l.	Progettazione della sicurezza
ing. Sara Agnoletto	HMR Ambiente S.r.l.	Progettazione MISP e cassa di colmata
p.i. Trivellato, dott. G. Malvasi, dott. S. Bartolomei	p.i. Antonio Trivellato d.i.	Modellazione rumore, atmosfera, vibrazioni
dott. Gabriele Cailotto ing. Anca Tamasan	NEXTECO S.r.l.	Studio di impatto ambientale e piano di monitoraggio ambientale
ing. Sebastiano Cristoforetti	CRISCON S.r.l.s.	Relazione di sostenibilità
ing. Tommaso Tassi	F&M Ingegneria S.p.A.	Progettazione degli edifici pubblici nel contesto dell'ex area "a caldo"
ing. Michele Titton	ITS s.r.l.	Connessione stradale alla GVT
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: ing. Paolo Crescenzi		

NOME FILE: 4CdC_P_R_N-STR_3AM_001_02_00	SCALA: ---
TITOLO ELABORATO: <b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>	ELABORATO: 4CdC_P_R_N-STR_3AM_001_02_00

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
00	01/02/2023	Definitivo	S. Agnoletto	S. Dal Piva	G. Nappa

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 1 di 105</p>
---	--	----------------------

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>7</b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO	8
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>10</b>
2.1	GENERALI	10
2.2	AZIONI SULLE STRUTTURE	10
2.3	STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO, CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO E ACCIAIO	11
2.4	EUROCODICI	11
2.4.1	<i>Eurocodice 1</i>	11
2.4.2	<i>Eurocodice 2</i>	11
2.4.3	<i>Eurocodice 3</i>	11
2.4.4	<i>Eurocodice 7</i>	11
2.4.5	<i>Eurocodice 8</i>	12
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SEZIONI DI PROGETTO</b>	<b>13</b>
3.1	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	13
3.1.1	<i>Acciaio da c.a. in barre ad aderenza migliorata (B450C)</i>	13
3.1.2	<i>Acciaio per tiranti B500B</i>	13
3.1.3	<i>Acciaio per tiranti S 670/800</i>	13
3.1.4	<i>Acciaio da carpenteria metallica (S 355)</i>	13
3.1.5	<i>Calcestruzzo per trave di coronamento (C 35/45)</i>	14
3.1.6	<i>Calcestruzzo per riempimento dei profili tubolari (C 25/30)</i>	15
3.1.7	<i>Malta cementizia per iniezione tiranti (C 25/30)</i>	15
3.2	DIAGRAMMI DI PROGETTO DEI MATERIALI	16
3.2.1	<i>Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo</i>	16
3.2.2	<i>Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio</i>	16

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 2 di 105</p>
---	--	----------------------

3.3	SEZIONI DI PROGETTO	17
3.3.1	<i>Profilato metallico: HE 300M</i>	17
3.3.2	<i>Palancole tipo VL 603K</i>	17
3.3.3	<i>Tubolare in acciaio S 355 dimensioni 1820/20 mm</i>	18
3.3.4	<i>Tiranti a barre tipo GEWI B500B a filettatura continua D = 32 mm</i>	18
3.3.5	<i>Tiranti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 a filettatura continua D = 63.50 mm e D = 75 mm</i>	18
<b>4</b>	<b>MODALITÀ ESECUTIVE E CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI PROGETTO</b>	<b>19</b>
4.1	FASI DI REALIZZAZIONE E CARATTERISTICHE DELLE STRUTTURE	19
4.1.1	<i>Dimensioni caratteristiche e prescrizioni opere strutturali</i>	19
4.2	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DI CARICO	21
4.2.1	<i>Analisi dei carichi</i>	21
4.3	CORROSIONE DELL'ACCIAIO DA CARPENTERIA	24
<b>5</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI E RISPOSTA SISMICA LOCALE E AZIONI SISMICHE DI PROGETTO</b>	<b>25</b>
5.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI TERRENI	25
5.2	CATEGORIA SISMICA DEL SOTTOSUOLO	25
5.3	CATEGORIA TOPOGRAFICA	26
5.4	VITA NOMINALE	26
5.5	CLASSE D'USO	26
5.6	PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA	26
5.7	SPETTRI DI RISPOSTA	27
5.8	PARAMETRI DI CALCOLO SISMICI PER LE PARATIE	28
<b>6</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO</b>	<b>30</b>
6.1	PARATIEPLUS 22.1	30
6.1.1	<i>Premessa</i>	30

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 3 di 105</p>
---	--	----------------------

6.1.2	<i>Codice di calcolo</i>	30
<b>7</b>	<b>PARETE COMBINATA: SEZIONE "TIPO 1" TRATTO A MARE</b>	<b>33</b>
7.1	STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI	33
7.2	FASI DI CALCOLO	34
7.2.1	<i>Stage 1: condizione iniziale idrostatica</i>	34
7.2.2	<i>Stage 2: realizzazione parete combinata tubolare in acciaio 1820/20 mm + palancola tipo doppia VL 603K</i>	35
7.2.3	<i>Stage 3: predisposizione tirante provvisorio a barre (<math>i = 3.065\text{ m}</math>, <math>\alpha = 45^\circ</math>) tipo GEWI B500B <math>D = 32\text{ mm}</math> e riempimento di colmata fino a quota <math>-9.00\text{ m s.l.m.}</math></i>	36
7.2.4	<i>Stage 4: riempimento di colmata fino a quota <math>-4.00\text{ m s.l.m.}</math></i>	37
7.2.5	<i>Stage 5: predisposizione tirante provvisorio a barre (<math>i = 1.530\text{ m}</math>, <math>\alpha = 35^\circ - 45^\circ</math>) tipo GEWI Plus S 670/800 <math>D = 75\text{ mm}</math> e riempimento di colmata fino a quota <math>+1.00\text{ m s.l.m.}</math></i>	38
7.2.6	<i>Stage 6: riempimento di colmata fino a quota <math>+3.80\text{ m s.l.m.}</math></i>	39
7.2.7	<i>Stage 7: consolidamento colmata (quota <math>+3.00\text{ m s.l.m.}</math>), applicazione del carico permanente pavimentazione e del carico distribuito accidentale</i>	40
7.2.8	<i>Stage 8: consolidamento colmata (quota <math>+3.00\text{ m s.l.m.}</math>) e applicazione del carico permanente pavimentazione</i>	41
7.2.9	<i>Stage 9: azione sismica</i>	42
7.3	RISULTATI DEL MODELLO	43
7.3.1	<i>Analisi degli spostamenti</i>	43
7.3.2	<i>Analisi delle sollecitazioni</i>	44
7.4	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TUBOLARE IN ACCIAIO 1820/20 MM TRIVELLATO E GETTATO IN CALCESTRUZZO C 25/30	49
7.4.1	<i>Verifica a taglio</i>	49
7.4.2	<i>Verifica a flessione</i>	50
7.4.3	<i>Verifica ad instabilità per carico di punta</i>	53
7.5	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): PALO TRIVELLATO IN C 25/30	55

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 4 di 105</p>
---	--	----------------------

7.5.1	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>	55
7.6	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): PALANCOLA DOPPIA TIPO VL 603K	57
7.6.1	<i>Verifica a taglio</i>	57
7.6.2	<i>Verifica a flessione monoassiale (retta)</i>	57
7.7	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TRAVE DI CORONAMENTO	58
7.7.1	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>	59
7.7.2	<i>Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>	60
7.8	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TIRANTI DI ANCORAGGIO A BARRE	62
7.8.1	<i>Verifica di resistenza del tirante a trefoli permanente</i>	62
7.8.2	<i>Verifica di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione</i>	64
7.9	VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO)	66
7.9.1	<i>Verifica di stabilità globale</i>	66
7.9.2	<i>Verifica di capacità portante: carichi assiali</i>	68
7.9.3	<i>Verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio</i>	69
<b>8</b>	<b>PARETE COMBINATA: SEZIONE "TIPO 2" TRATTO TRASVERSALE VERSO TERRA</b>	<b>73</b>
8.1	STRATIGRAFIA DI PROGETTO E PARAMETRI GEOTECNICI	73
8.2	FASI DI CALCOLO	75
8.2.1	<i>Stage 1: condizione iniziale idrostatica</i>	75
8.2.2	<i>Stage 2: realizzazione parete combinata tubolare in acciaio 1820/20 mm + palancola tipo doppia VL 603K + puntone di contrasto HE 300M</i>	76
8.2.3	<i>Stage 3: riempimento e realizzazione della pista di cantiere alla quota +4.30 m s.l.m.</i>	77
8.2.4	<i>Stage 4: riempimento di colmata fino a quota -9.00 m s.l.m.</i>	78
8.2.5	<i>Stage 5: riempimento di colmata fino a quota -4.00 m s.l.m.</i>	79
8.2.6	<i>Stage 6: riempimento di colmata fino a quota +1.00 m s.l.m.</i>	80

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 5 di 105</p>
---	--	----------------------

8.2.7	<i>Stage 7: predisposizione tirante permanente a barre (<math>i = 3.065\text{ m}</math>, <math>\alpha = 45^\circ</math>) tipo GEWI Plus S 670/800 <math>D = 75\text{ mm}</math> e riempimento di colmata fino a quota <math>+3.80\text{ m}</math> s.l.m.</i>	81
8.2.8	<i>Stage 8: consolidamento colmata (quota <math>+3.00\text{ m}</math> s.l.m.), applicazione del carico permanente pavimentazione, del carico distribuito accidentale e del carico distribuito accidentale da traffico</i>	82
8.2.9	<i>Stage 9: consolidamento colmata (quota <math>+3.00\text{ m}</math> s.l.m.) e applicazione del carico permanente pavimentazione</i>	84
8.2.10	<i>Stage 10: azione sismica</i>	85
8.3	RISULTATI DEL MODELLO	86
8.3.1	<i>Analisi degli spostamenti</i>	86
8.3.2	<i>Analisi delle sollecitazioni</i>	87
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TUBOLARE IN ACCIAIO 1820/20 MM	93
8.4.1	<i>Verifica a taglio</i>	93
8.4.2	<i>Verifica a flessione monoassiale (retta)</i>	93
8.5	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): PALANCOLA DOPPIA TIPO VL 603K	94
8.5.1	<i>Verifica a taglio</i>	94
8.5.2	<i>Verifica a flessione monoassiale (retta)</i>	94
8.6	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): PUNTONE DI CONTRASTO HE 300M	95
8.6.1	<i>Verifica di resistenza delle membrature a trazione</i>	95
8.7	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TRAVE DI CORONAMENTO	96
8.7.1	<i>Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)</i>	96
8.7.2	<i>Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)</i>	98
8.8	VERIFICHE STRUTTURALI (STR): TIRANTI DI ANCORAGGIO A BARRE	99
8.8.1	<i>Verifica di resistenza del tirante a trefoli permanente</i>	99
8.8.2	<i>Verifica di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione</i>	100
8.9	VERIFICHE GEOTECNICHE (GEO)	100
8.9.1	<i>Verifica di stabilità globale</i>	100

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 6 di 105</p>
---	--	----------------------

8.9.2	<i>Verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio</i>	102
-------	--	-----

<b>9</b>	<b>OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI</b>	<b>103</b>
----------	-----------------------------------	------------

9.1	PRESCRIZIONI SUI TIRANTI DI ANCORAGGIO A BARRE	103
-----	--	-----

9.1.1	<i>Tipologia dei tiranti e campo prove</i>	103
-------	--	-----

9.1.2	<i>Compatibilità con gli interventi futuri</i>	103
-------	--	-----

9.2	CONCLUSIONI	104
-----	-------------	-----

## Sommario figure

Figura 1-1: Planimetria degli ambiti progettuali del PFTE: in verde la porzione conterminata della cassa di colmata. ....	7
Figura 3-1: Legame costitutivo $\sigma$ - $\epsilon$ per il calcestruzzo. ....	16
Figura 3-2: Legame costitutivo $\sigma$ - $\epsilon$ per l'acciaio. ....	17
Figura 5-1: Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite (Spettri-NTCver.1.0.3)....	28
Figura 5-2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità $\alpha$ . ....	29
Figura 5-3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento $\beta$ . ....	29
Figura 6-1: Il problema viene semplificato ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria. ....	31
Figura 6-2: Modello di calcolo del problema reale in ParatiePLUS 22.1. ....	31

## Sommario tabelle

<i>Tabella 1-1: Volumi capienza geometrica cassa di colmata</i>	9
---	---



## 1 PREMESSA

Il presente elaborato redatto su incarico dell'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Orientale – Porto di Trieste (APT), costituisce la *Relazione di calcolo delle strutture* del progetto di fattibilità tecnico-economica PFTE inerente all' "estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuova nel porto di Trieste" (prog. APT 1951).

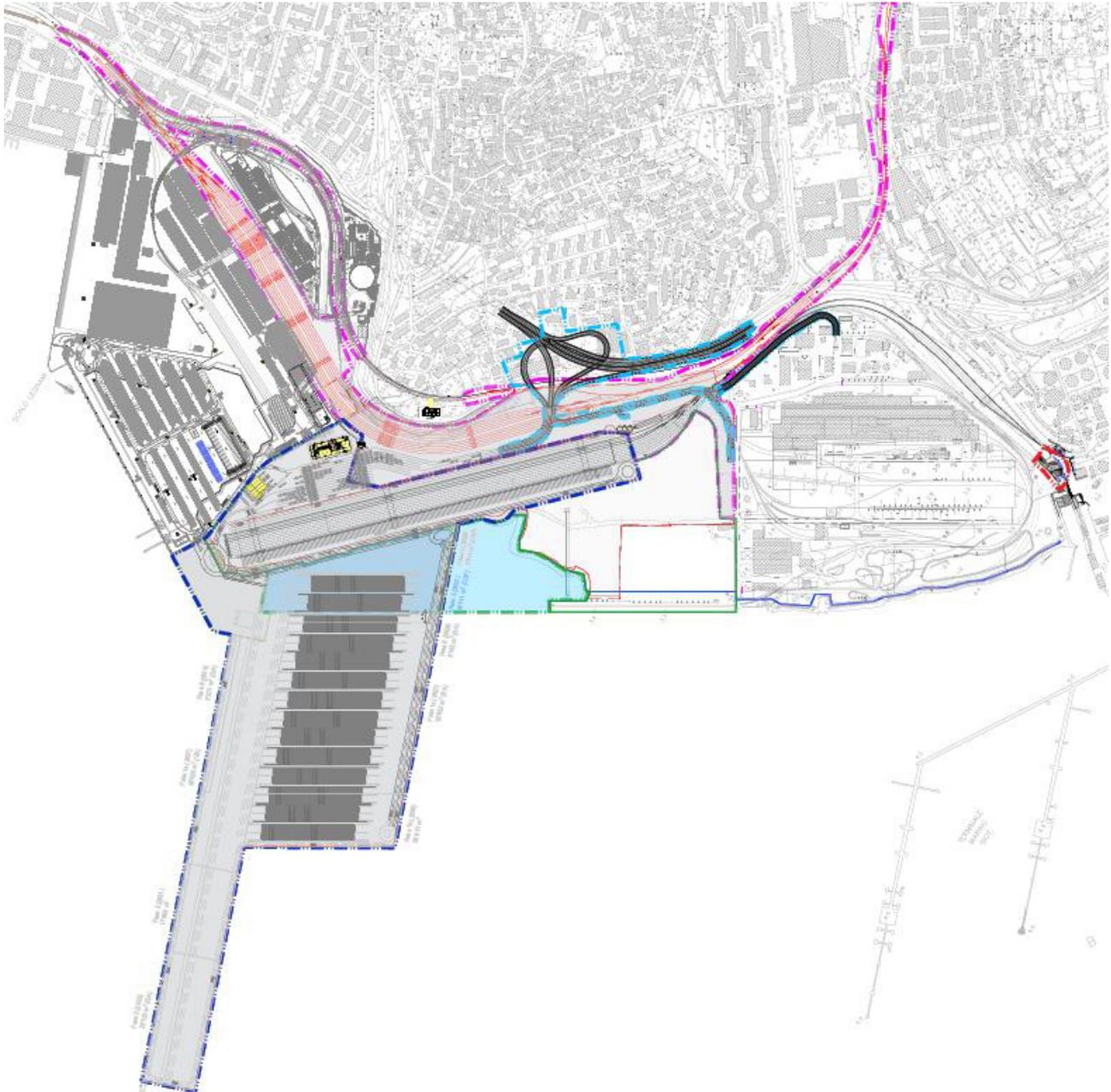


Figura 1-1: Planimetria degli ambiti progettuali del PFTE: in verde la porzione conterminata della cassa di colmata.

La cassa di colmata costituisce un asset dell'AdSPMAO funzionale sia alle opere del progetto, sia in generale, alla manutenzione del Porto di Trieste per ricollocarvi i sedimenti dragati. In questa

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 8 di 105</p>
---	--	----------------------

posizione era stata preconizzata sin dal tempo del progetto della Piattaforma Logistica della quale avrebbe costituito il secondo stralcio.

Le norme stabiliscono che le casse di colmata garantiscano una base ed un perimetro sufficienti a dare una permeabilità equivalente ad uno spessore di 1 m con permeabilità di  $10^{-9}$  m/s.

La previsione è di fondare la tenuta verso terra sul perimetro realizzato da Invitalia e su perimetro di MISP realizzato nell'ambito degli interventi in Piattaforma Logistica, mentre il lato verso mare è realizzato ex novo per tramite di parete combinata con pali e palancole metalliche opportunamente tirantata per contrastare le spinte derivanti dal riempimento del volume interno con sedimenti.

È inoltre previsto un setto intermedio di separazione di due porzioni (4a e 4b nella figura seguente) di colmata distinte realizzato tramite doppia fila di parete combinata connessa tramite puntoni in testa.

Tale presidio funge da:

1. distinzione di due porzioni utili per favorire, cioè velocizzare, la decantazione dei sedimenti ricollocati;
2. fascia all'interno della quale raccogliere e connettere al mare gli scarichi presenti lungo la sponda interessata dal progetto Invitalia di barrieramento e quello di MISP di Logistica Giuliana;
3. predisporre un percorso utile alla realizzazione delle opere a mare del Molo VIII rispetto al quale la CdC costituisce l'attacco a terra.

Occorre anche un sistema mediante il quale verificare ed eventualmente trattare le acque della colmata prima dello scarico a mare, nel rispetto dei limiti normativi (TUA, cioè d.lgs. 152/06 e successive mm. e ii.), man mano che i sedimenti refluiti sostituiscano l'acqua normalmente presente all'interno della colmata, conservando così il livello costante all'interno.

## 1.1 Descrizione dell'intervento di progetto

La soluzione progettuale prevede quindi la realizzazione della cassa di colmata in due porzioni distinte:

- 4a, alla radice del Molo VIII (a nord);
- 4b, di completamento (a sud).

Il perimetro lato mare, nei tratti ove non è presente la conterminazione a terra dei progetti di MISP, è realizzato tramite parete combinata con king piles  $\phi 1820/20$  mm (1 palo ogni 3 m) e palancole intermedie tipo VL 603K (o superiori).

Si rimanda al capitolo § 4.1.1 per una descrizione dettagliata delle tipologie strutturali.

La separazione della cassa nelle due porzioni è realizzata tramite un cofferdam, di larghezza pari a circa 10 m, costituito da una doppia fila di parete combinata, analoga a quella lato mare, contrastata in testa e successivamente riempito con materiale adeguato di granulometria grossolana (p.e. materiale "end of waste" adeguato a riempimenti).

La porzione identificata come zona 6, che nel "*Documento di indirizzo alla progettazione*" era stata individuata come possibile porzione ove localizzare il trattamento delle acque di colmata prima dello scarico in mare (e dunque era parte dell'impronta della colmata), è stata ora esclusa dalla superficie complessiva della cassa in quanto l'area è stata inclusa nel "*corner E*" del Molo VIII ed è funzionale alla costruzione del Molo VIII.

La successiva tabella riepiloga i dati geometrici della cassa.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 9 di 105</p>
---	--	----------------------

*Tabella 1-1: Volumi capienza geometrica cassa di colmata*

<b>area</b>	<b>Superficie (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Capienza geometrica (m<sup>3</sup>)</b>
4a	40'000	525'000
4b	31'000	301'000
<b>TOT.</b>	<b>71'000</b>	<b>826'000</b>

La capienza geometrica è stata calcolata a partire dalle quote ricavate dall'indagine batimetrica dell'area e con riferimento ad una quota sommitale di fine riempimento di +3.00 m s.l.m.: tale valore è stato ricavato considerando la quota finale di piazzale di +4,30 m s.l.m. ed uno spessore della pavimentazione di banchina complessivo di 1,30 m secondo la stratigrafia definita nel progetto del Molo VIII.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 10 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1 Generali

- |  |  |
|--|--|
| <input type="checkbox"/> CNR 10024/86  | "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo";  |
| <input type="checkbox"/> Circ. N°91 del 14/09/61   | "Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco delle strutture in acciaio destinati ad uso civile";   |
| <input type="checkbox"/> UNI 9502:2001   | "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso"; |
| <input type="checkbox"/> UNI 9503:2007   | "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di acciaio";  |
| <input type="checkbox"/> UNI 9504:1989   | "Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di legno";  |
| <input checked="" type="checkbox"/> D.M. 17/01/2018 Testo Unico  | "Norme tecniche per le costruzioni";   |
| <input checked="" type="checkbox"/> Circolare 11 febbraio 2019, n. 35 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici | "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018";     |
| <input type="checkbox"/> D.M. 3 dicembre 1987  | Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.  |

### 2.2 Azioni sulle strutture

- |  |   |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> D.M. 16/01/96   | Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi"  |
| <input type="checkbox"/> Circ. LL.PP. 04/07/96, n.156  | Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al D.M.16/01/96 |
| <input checked="" type="checkbox"/> D.M. 17/01/2018<br>Testo Unico   | "Norme tecniche per le costruzioni"   |
| <input checked="" type="checkbox"/> Circolare 11 febbraio 2019, n. 35 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici | "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"   |

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 11 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 2.3 Strutture in cemento armato, cemento armato precompresso e acciaio

- |  |   |
|--|---|
| ☒ Legge 05/11/71 n°1086  | "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"                      |
| ☒ D.M. 14/02/92  | "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche"                          |
| ☒ UNI-EN 206-1   | Calcestruzzo: Prestazioni produzione e posa in opera e criteri di conformità  |
| ☒ D.M. 17/01/2018<br>Testo Unico   | "Norme tecniche per le costruzioni"   |
| ☒ Circolare 11 febbraio 2019, n. 35 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici | "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" |

## 2.4 Eurocodici

### 2.4.1 Eurocodice 1

- |                  |   |
|------------------|---|
| UNI ENV 1991-1   | Parte 1: Basi di calcolo  |
| UNI ENV 1991-2-1 | Parte 2-1: Azioni sulle strutture - Massa volumica, pesi propri e carichi imposti |

### 2.4.2 Eurocodice 2

- |                  |  |
|------------------|--|
| UNI ENV 1992-1-1 | Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici                      |
| UNI ENV 1992-1-2 | Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio |

### 2.4.3 Eurocodice 3

- |                |               |
|----------------|---------------|
| UNI ENV 1993-5 | Parte 5: Pali |
|----------------|---------------|

### 2.4.4 Eurocodice 7

- |                |  |
|----------------|--|
| UNI ENV 1997-1 | Parte 1: Regole generali                                 |
| UNI ENV 1997-2 | Parte 2: Progettazione assistita da prove di laboratorio |
| UNI ENV 1997-3 | Parte 2: Progettazione assistita con prove in sito       |

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	Pag. 12 di 105
---	--	----------------

#### 2.4.5 Eurocodice 8

- UNI ENV 1998-1-1 Parte 1-1: Regole generali - Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture
- UNI ENV 1998-1-3 Parte 1-3: Regole generali - Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi
- UNI ENV 1998-5 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 13 di 105</p>
---	--	-----------------------

### **3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E SEZIONI DI PROGETTO**

#### **3.1 Caratteristiche meccaniche dei materiali**

##### *3.1.1 Acciaio da c.a. in barre ad aderenza migliorata (B450C)*

<b>Acciaio da c.a. - Rif. DM 17/01/2018</b>		
Tipologia:	<b>B450C</b>	
Coeff. parziale per resistente allo SLU:	$\gamma_m$	1,15
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk}$	450,00 MPa
Resistenza caratteristica a rottura:	$f_{tk}$	540,00 MPa
Rapporto $(f_t/f_y)_k$ :	1,15	$\leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Rapporto $(f_t/f_{y,nom})_k$ :		$(f_t/f_{y,nom})_k \leq 1,25$
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$(A_{gt})_k \geq$	7,50 %
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	391,30 MPa
Tensione ammissibile per comb. caratteristica (rara):	$\sigma_{c,rara}$	360,00 MPa

##### *3.1.2 Acciaio per tiranti B500B*

<b>Acciaio B500B</b>		
Tipologia:	<b>B500B</b>	
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk}$	500,00 MPa
Resistenza caratteristica a rottura:	$f_{tk}$	550,00 MPa
Rapporto $(f_t/f_y)_k$ :		$(f_t/f_y)_k \geq 1,08$
Rapporto $(f_t/f_{y,nom})_k$ :		$(f_t/f_{y,nom})_k \leq 1,30$
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$(A_{gt})_k \geq$	5,00 %

##### *3.1.3 Acciaio per tiranti S 670/800*

<b>Acciaio S 670/800</b>		
Tipologia:	<b>S670/800</b>	
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk}$	670,00 MPa
Resistenza caratteristica a rottura:	$f_{tk}$	800,00 MPa

##### *3.1.4 Acciaio da carpenteria metallica (S 355)*

<b>Acciaio da carpenteria</b>		
Qualità:	<b>S</b>	<b>355</b>
Coeff. parziale per la resistenza delle sezioni:	$\gamma_{M0}$	1,05
Coeff. parziale per la resistenza all'instabilità:	$\gamma_{M1}$	1,05
Coeff. parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi da ponte:	$\gamma_{M1, ponti}$	1,10
Coeff. parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori:	$\gamma_{M2}$	1,25

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 14 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

Peso specifico:	$\rho$	78,50	kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico:	E	210000,00	MPa
Modulo di elasticità trasversale:	G	80769,23	MPa
Coeff. espansione termica lineare:	$\alpha$	1,20E-05	°C <sup>-1</sup>
Coeff. di Poisson:	$\nu$	0,30	
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk}$	355,00	MPa
Resistenza caratteristica a rottura:	$f_{tk}$	510,00	MPa
Resistenza di calcolo delle sezioni:	$f_{yd}$	338,10	MPa
Resistenza di calcolo per instabilità:	$f_{yd,1}$	338,10	MPa
Resistenza di calcolo per instabilità negli elementi da ponte:	$f_{yd,1(ponti)}$	322,73	MPa
Resistenza di calcolo delle sezioni tese con fori:	$f_{yd,2}$	284,00	MPa
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk}$	450,00	MPa
Resistenza caratteristica a rottura:	$f_{tk}$	540,00	MPa
Rapporto $(f_t/f_y)_k$ :		1,15	$\leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$
Rapporto $(f_t/f_{y,nom})_k$ :			$(f_t/f_{y,nom})_k \leq 1,25$
Allungamento $(A_{gt})_k$ :	$(A_{gt})_k \geq$	7,50	%
Resistenza di calcolo:	$f_{yd}$	428,57	MPa
Tensione ammissibile per comb. caratteristica (rara):	$\sigma_{c,rara}$	360,00	MPa

### 3.1.5 Calcestruzzo per trave di coronamento (C 35/45)

Calcestruzzo - Rif. DM 17/01/2018			
Classe di resistenza:	<b>C</b>	<b>35 / 45</b>	
Resistenza cubica caratteristica a compressione:	$R_{ck}$	45,00	MPa
Peso specifico:	$\rho$	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Classe di esposizione:	<b>XS3</b>		
Coeff. espansione termica lineare:	$\alpha$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>
Coeff. di Poisson:	$\nu_{fess}$	0,00	
	$\nu_{non\ fess}$	0,20	
Modulo elastico secante:	$E_{cm}$	34625,49	
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:	$f_{ck}$	37,35	MPa
Resistenza cilindrica media a compressione:	$f_{cm}$	45,35	MPa
Coeff. parziale per resistente allo SLU:	$\gamma_c$	1,50	
Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata:	$\alpha_{cc}$	0,85	
Resistenza media a trazione assiale:	$f_{ctm}$	3,35	MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctfm}$	4,02	MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%:	$f_{ctk,0.05}$	2,35	MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 95%:	$f_{ctk,0.95}$	4,36	MPa
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	21,17	MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd}$	1,56	MPa
Tensione ammissibile per comb. caratteristica (rara):	$\sigma_{c,rara}$	22,41	MPa
Tensione ammissibile per comb. quasi permanente (rara):	$\sigma_{c,q.p.}$	16,81	MPa

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 15 di 105
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>	

Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\phi \leq 32$ : $f_{bk}$	5,28 MPa
Resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\phi \leq 32$ : $f_{bd}$	3,52 MPa

### 3.1.6 Calcestruzzo per riempimento dei profili tubolari (C 25/30)

<b>Calcestruzzo per elementi gettati in opera - Rif. DM 17/01/2018</b>		
Classe di resistenza:	<b>C</b>	<b>25 / 30</b>
Resistenza cubica caratteristica a compressione:	$R_{ck}$	30,00 MPa
Peso specifico:	$\rho$	25,00 kN/m <sup>3</sup>
Classe di esposizione:	<b>XS3</b>	
Coeff. espansione termica lineare:	$\alpha$	1,00E-05 °C <sup>-1</sup>
Coeff. di Poisson:	$\nu_{fess}$	0,00
	$\nu_{non\ fess}$	0,20
Modulo elastico secante:	$E_{cm}$	31475,81
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:	$f_{ck}$	25,00 MPa
Resistenza cilindrica media a compressione:	$f_{cm}$	33,00 MPa
Coeff. parziale per resistente allo SLU:	$\gamma_c$	1,50
Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata:	$\alpha_{cc}$	0,85
Resistenza media a trazione assiale:	$f_{ctm}$	2,56 MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctfm}$	3,08 MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%:	$f_{ctk,0.05}$	1,80 MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 95%:	$f_{ctk,0.95}$	3,33 MPa
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,17 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd}$	1,20 MPa
Tensione ammissibile per comb. caratteristica (rara):	$\sigma_{c,rara}$	15,00 MPa
Tensione ammissibile per comb. quasi permanente (rara):	$\sigma_{c,q.p.}$	11,25 MPa
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre $\phi \leq 32$ : $f_{bk}$		4,04 MPa
Resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre $\phi \leq 32$ : $f_{bd}$		2,69 MPa

### 3.1.7 Malta cementizia per iniezione tiranti (C 25/30)

<b>Malta cementizia - Rif. DM 17/01/2018</b>		
Classe di resistenza:	<b>C</b>	<b>25 / 30</b>
Resistenza cubica caratteristica a compressione:	$R_{ck}$	30,00 MPa
Peso specifico:	$\rho$	25,00 kN/m <sup>3</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione:	$f_{ck}$	24,90 MPa
Resistenza cilindrica media a compressione:	$f_{cm}$	32,90 MPa
Coeff. parziale per resistente allo SLU:	$\gamma_c$	1,50
Coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata:	$\alpha_{cc}$	0,85
Resistenza media a trazione assiale:	$f_{ctm}$	2,56 MPa
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{ctfm}$	3,07 MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%:	$f_{ctk,0.05}$	1,79 MPa
Resistenza caratteristica a trazione frattile 95%:	$f_{ctk,0.95}$	3,33 MPa

Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd}$	14,11 MPa
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{ctd}$	1,19 MPa

## 3.2 Diagrammi di progetto dei materiali

### 3.2.1 Diagrammi di progetto tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto  $f_{cd}$  e alla deformazione ultima di progetto  $\epsilon_{cu}$ .

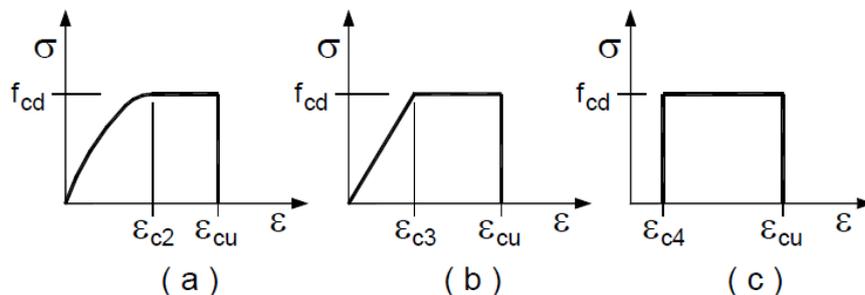


Figura 3-1: Legame costitutivo  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo.

In Figura 3-1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (*stress block*).

In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0.20 \% & \epsilon_{cu} &= 0.35 \% \\ \epsilon_{c3} &= 0.175 \% & \epsilon_{c4} &= 0.07 \% \end{aligned}$$

Per le classi di resistenza superiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c2} &= 0.20 \% + 0.0085 \% (f_{ck} - 50)^{0.53} & \epsilon_{cu} &= 0.26 \% + 3.5 \% [(90 - f_{ck}) / 100]^4 \\ \epsilon_{c3} &= 0.175 \% + 0.055 \% [(f_{ck} - 50) / 40] & \epsilon_{c4} &= 0.2 \times \epsilon_{cu} \end{aligned}$$

purché si adottino opportune limitazioni quando si usa il modello (c).

Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima di progetto il valore  $\epsilon_{c2}$  anziché  $\epsilon_{cu}$ .

### 3.2.2 Diagrammi di progetto tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovra resistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b NTC 2018).

In Figura 3-2 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.



VL603A	600	320	9,0	8,0	130,6	61,5	102,5	18205	1138	635	1271
VL603	600	320	9,6	8,2	136,3	64,2	107,0	19199	1200	669	1338
VL603KN	600	320	9,8	8,6	142,0	66,9	111,5	19682	1230	686	1372
VL 603K	600	320	9,8	9,0	143,9	67,8	113,0	19853	1241	694	1389
VL603Z	600	322	10,0	10,0	153,1	72,1	120,2	20930	1300	732	1464

### 3.3.3 Tubolare in acciaio S 355 dimensioni 1820/20 mm

Diametro esterno:	$D_{est.} =$	1820,00	mm
Spessore:	$S =$	20,00	mm
Diametro interno:	$D_{int.} =$	1780,00	mm
Grado di acciaio:	<b>S 355</b>		
<b>Parametri della sezione:</b>			
Spessore:	$S =$	20,00	mm
Area di acciaio:	$A =$	1158,00	cm <sup>2</sup>
Peso:	$G =$	909,00	kg/m
Momento d'inerzia:	$I =$	4581008,00	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza:	$W =$	50340,75	cm <sup>3</sup>

### 3.3.4 Tiranti a barre tipo GEWI B500B a filettatura continua $D = 32$ mm

#### GEWI® B500B & S555/700 a filettatura continua

Diametro nominale $\varnothing$	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$	Sezione trasversale A	Carico snervamento $F_{yk}$	Carico ultimo $F_{tk}$	Peso	Peso DCP	Omolog.
[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]	
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2	○
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9	○
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0	○
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6	○
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5	○
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6	○ X
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0	○ X
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4	○ X

### 3.3.5 Tiranti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 a filettatura continua $D = 63.50$ mm e $D = 75$ mm

#### GEWI® Plus S670/800 a filettatura continua

Diametro nominale $\varnothing$	Tensione snerv. / rottura $f_{0,2k}/f_{tk}$	Sezione trasversale A	Carico snervamento $F_{yk}$	Carico ultimo $F_{tk}$	Peso	Peso DCP	Omolog.
[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]	
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4	△
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5	△
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0	△
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6	△
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0	△
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3	△
43	670/800	1,452	973	1,162	11.40	15.8	△
57.5	670/800	2,597	1,740	2,077	20.38	30.0	△
63.5	670/800	3,167	2,122	2,534	24.86	32.4	△
75	670/800	4,418	2,960	3,534	34.68	43.5	△

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 19 di 105</p>
---	--	-----------------------

## **4 MODALITÀ ESECUTIVE E CARATTERISTICHE DELL'OPERA DI PROGETTO**

### **4.1 Fasi di realizzazione e caratteristiche delle strutture**

Il progetto considera che al momento della realizzazione della cassa di colmata siano già state realizzati gli interventi di barriera verticale relativi alle MISP della ferriera di Servola (progetto Invitalia) – FASE 0.

A partire da ciò, le fasi costruttive della cassa di colmata sono le seguenti:

- FASE 1a: infissione della parete combinata, PORZIONE 4a, allineamento lato nord;
- FASE 1b: Realizzazione cofferdam centrale;
- FASE 1c: Deviazione scarichi interferenti con cassa 4a e realizzazione impianto TAC;
- FASE 1d: Chiusura perimetro parete combinata cassa 4a (completamento allineamento lato mare);
- FASE 2: Riempimento colmata porzione 4a (con installazione tiranti di seconda fase);
- FASE 3a: Deviazione scarichi interferenti porzione 4b
- FASE 3b: Chiusura perimetro parete combinata cassa 4b (completamento allineamento lato mare);
- FASE 4: Riempimento colmata porzione 4b (con installazione tiranti di seconda fase).

Le strutture relative alla porzione 4b possono essere, se necessario, rimandate ad una successiva fase costruttiva a fronte di effettive necessità di capienza.

Date le interferenze con le altre attività del PFTE si prevede che la maggior parte delle attività saranno eseguite da acqua, limitando al minimo l'ingombro della cantierizzazione a terra. In ogni caso si dovrà tener conto delle sovrapposizioni temporali e spaziali con le altre attività del PFTE.

#### *4.1.1 Dimensioni caratteristiche e prescrizioni opere strutturali*

La scelta progettuale ricade nell'eseguire il marginamento con tubolari metallici in acciaio S355 1820/20 mm e palancole tipo doppia VL 603K (o superiori).

Per il marginamento sezione "tipo 1" (tratto a mare) si riportano di seguito alcune prescrizioni sulle dimensioni e le caratteristiche dei singoli elementi strutturali:

- *tubolari metallici in acciaio S355 1820/20 mm*: lunghezza variabile pari a circa 22.00 m (quota testa: +1.50 m s.l.m., quota piede: -20.50 m s.l.m.), trivellato all'interno e gettato a formare un palo trivellato in calcestruzzo C 25/30 e armato con 48 $\phi$ 32 fino a perforare per almeno 5 m all'interno dello strato di flysch integro;
- *palancole tipo doppia VL 603K (o superiori)*: lunghezza standard pari a 22.00 m (quota testa: +1.50 m s.l.m., quota piede: -20.50 m s.l.m.);
- *trave di coronamento in c.a.*: realizzata in C 35/45 di dimensioni pari a B 3.30 m  $\times$  H 6.30 m (quota testa: +4.30 m s.l.m., quota fondo: -2.00 m s.l.m.), armata con ferri longitudinali  $\phi$  20 e staffe  $\phi$  16;

Ai fini di garantire il rispetto dei requisiti prestazionali richiesti dalla normativa tecnica NTC 2018 di riferimento, in termini di resistenza e deformabilità, si è reso necessario l'inserimento di tiranti provvisori e permanenti rispettivamente:

- *tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm*: posizionati a quota +0.50 m s.l.m., lunghezza libera 24.75 m e lunghezza del bulbo pari a 17.70 m, interasse  $i = 3.065$  m, diametro medio del bulbo pari a 25 cm, inclinazione di 45°, necessari al sostegno dell'opera



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

di marginamento in fase iniziale di riempimento della cassa di colmata fino alla quota di - 4 m s.l.m.;

- *tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm*: posizionati a quota +3.80 m s.l.m., lunghezza libera 38.90 m e lunghezza del bulbo pari a 20.80 m, interasse  $i = 3.065$  m, diametro medio del bulbo pari a 25 cm, inclinazione di 45°, necessari al sostegno dell'opera di marginamento in fase finale di riempimento della cassa di colmata fino alla quota di +3.80 m s.l.m., nella fase successiva di consolidamento e, infine, per la messa in opera della piattaforma portuale con i carichi previsti (carico permanente pavimentazione  $p = 27.20$  kN/m<sup>2</sup> e carico distribuito accidentale  $q = 60.00$  kN/m<sup>2</sup>);
- *tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm*: posizionati a quota +3.80 m s.l.m., lunghezza libera 49.30 m e lunghezza del bulbo pari a 20.30 m, interasse  $i = 3.065$  m, diametro medio del bulbo pari a 25 cm, inclinazione di 35°, necessari al sostegno dell'opera di marginamento in fase finale di riempimento della cassa di colmata fino alla quota di +3.80 m s.l.m., nella fase successiva di consolidamento e, infine, per la messa in opera della piattaforma portuale con i carichi previsti (carico permanente pavimentazione  $p = 27.20$  kN/m<sup>2</sup> e carico distribuito accidentale  $q = 60.00$  kN/m<sup>2</sup>).

Per il marginamento sezione "tipo 2" (tratto trasversale verso terra) si riportano di seguito alcune prescrizioni sulle dimensioni e le caratteristiche dei singoli elementi strutturali:

- *tubolari metallici in acciaio S355 1820/20 mm*: lunghezza pari a circa 22.50 m (quota testa: +1.50 m s.l.m., quota piede: -21.00 m s.l.m.), variabile a seconda delle profondità dello strato di flysch fratturato sul quale deve poggiare;
- *palancole tipo doppia VL 603K (o superiori)*: lunghezza standard pari a 22.00 m (quota testa: +1.50 m s.l.m., quota piede: -20.50 m s.l.m.);
- *trave di coronamento in c.a.*: realizzata in C 35/45 di dimensioni pari a B 3.30 m × H 6.30 m (quota testa: +4.30 m s.l.m., quota fondo: -2.00 m s.l.m.), armata con ferri longitudinali  $\phi 16$  e staffe  $\phi 16$ ;

Ai fini di garantire il rispetto dei requisiti prestazionali richiesti dalla normativa tecnica NTC 2018 di riferimento, in termini di resistenza e deformabilità, si è reso necessario l'inserimento di tiranti permanenti rispettivamente:

- *tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm*: posizionati a quota +3.80 m s.l.m., lunghezza libera 29.80 m e lunghezza del bulbo pari a 13.00 m, interasse  $i = 3.065$  m, diametro medio del bulbo pari a 25 cm, inclinazione di 45°, necessari al sostegno dell'opera di marginamento in fase finale di riempimento della cassa di colmata fino alla quota di +3.80 m s.l.m., nella fase successiva di consolidamento e, infine, per la messa in opera della piattaforma portuale con i carichi previsti (carico permanente pavimentazione  $p = 27.20$  kN/m<sup>2</sup>, carico distribuito accidentale  $q = 60.00$  kN/m<sup>2</sup> e carico accidentale da traffico  $q = 20.00$  kN/m<sup>2</sup>).

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 21 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 4.2 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

### 4.2.1 Analisi dei carichi

#### 4.2.1.1 Carichi permanenti (G)

Con carichi permanenti, nel caso specifico, ci si riferisce al peso degli elementi strutturali, alle spinte del terreno e alle spinte prodotte dall'acqua, nonché al carico permanente della pavimentazione del molo e pari a 27.20 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.2.1.2 Carichi variabili (Q<sub>k</sub>)

Si elencano, di seguito, i carichi variabili agenti sull'opera di progetto:

1. Carico distribuito accidentale: il sovraccarico in piattaforma è stato assunto pari a 60 kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito;
2. Carico lineare accidentale gru: il sovraccarico della gru è stato assunto pari a 2000 kN/m distribuito lineare;
3. Carico distribuito accidentale da traffico: il sovraccarico da traffico è stato assunto pari a 20 kN/m<sup>2</sup> uniformemente distribuito.

#### 4.2.1.3 Azioni sismiche (E)

L'azione sismica viene definita in termini di coefficiente di spinta orizzontale k<sub>h</sub> e verticale k<sub>v</sub>, così come definiti nel paragrafo sismico (§ 5.8).

#### 4.2.1.4 Combinazioni di carico

Dalla definizione delle sollecitazioni agenti, come prescritto da normativa vigente, ai fini delle verifiche degli stati limite, si devono considerare le combinazioni di carico, in modo da definire le sollecitazioni massime agenti sugli elementi strutturali.

Le combinazioni delle azioni, previste da normativa, sono di seguito riportate:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):  

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:  

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:  

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:  

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

dove: G=carichi permanenti, Q=carichi variabili, A=carichi eccezionali, E=azioni sismiche.

I coefficienti parziali  $\gamma$  da applicare ai vari casi di carico fanno riferimento a quanto riportato nella seguente tabella, estratta dalle NTC 2018.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 22 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Per quanto riguarda inoltre i coefficienti  $\Psi$  da applicare ai carichi variabili, essi dipendono dalla categoria dell'opera. Nel caso qui analizzato si prevede di utilizzare la *categoria E*. Di seguito si riportano i coefficienti parziali che competono a tale categoria.

**Tab. 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 23 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

Si definiscono di seguito i diversi coefficienti delle *design assumption* (D.A.).

#### Coefficienti A:

Nome	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_favour)	Carico Sismico (F_seism_load)	Pressioni Acqua Lato Monte (F_WaterDR)	Pressioni Acqua Lato Valle (F_WaterRes)
Simbolo	$\gamma_G$	$\gamma_G$	$\gamma_Q$	$\gamma_Q$	$\gamma_{QE}$	$\gamma_G$	$\gamma_G$
Nominal	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1

Nome	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_UPL_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_UPL_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_UPL_QDStab)	Carichi Permanenti Destabilizzanti (F_HYD_GDStab)	Carichi Permanenti Stabilizzanti (F_HYD_GStab)	Carichi Variabili Destabilizzanti (F_HYD_QDStab)
Simbolo	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$	$\gamma_{Gdst}$	$\gamma_{Gstb}$	$\gamma_{Qdst}$
Nominal	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1	1	1.3	0.9	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1.3	0.9	1

#### Coefficienti M:

Nome	Parziale su $\tan(\phi)$ (F_Fr)	Parziale su $c'$ (F_eff_cohe)	Parziale su $S_u$ (F_Su)	Parziale su $q_u$ (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	$\gamma_\phi$	$\gamma_c$	$\gamma_{cu}$	$\gamma_{qu}$	$\gamma_\gamma$
Nominal	1	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1	1	1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1	1	1	1

#### Coefficienti R:

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanenti (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	$\gamma_{Re}$	$\gamma_{ap}$	$\gamma_{at}$	
Nominal	1	1	1	1
NTC2018: SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
NTC2018: A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
NTC2018: A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
NTC2018: SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

### 4.3 Corrosione dell'acciaio da carpenteria

Secondo quanto previsto dalla normativa EN 1993-5 Eurocodice 3 – *Parte 5: Pali* devono essere verificati i requisiti di durabilità degli elementi costituenti il margine, rispettivamente:

1. salvo diversa indicazione, nella verifica della resistenza delle palancole sia per la funzionalità che per gli stati limite ultimi, la perdita di spessore per parti di palancole a contatto con l'acqua o con il suolo (con o senza falda acquifera) deve essere presa dal paragrafo § 4.4 della EN 1993-5, in funzione della vita utile di progetto richiesta della struttura. Laddove le palancole sono a contatto con il suolo o l'acqua su entrambi i lati, i tassi di corrosione si applicano a ciascun lato;
2. se l'aggressività del suolo o dell'acqua è diversa sui lati opposti di una palancole, possono essere applicati due diversi tassi di corrosione.

Al paragrafo § 4.4 della EN 1993-5 *'Tassi di corrosione per la progettazione'* viene riportato:

1. i tassi di corrosione indicati in questa sezione devono essere considerati solo per la progettazione. I valori che possono essere utilizzati come guida sono riportati nella Tabella 4-1 e nella Tabella 4-2 (sotto riportata).
2. la perdita di spessore dovuta alla corrosione atmosferica può essere considerata di norma pari a 0,01 mm all'anno atmosfere e come 0,02 mm all'anno in luoghi in cui le condizioni marine possono influire sulle prestazioni della struttura.

Si riporta la Tab. 4-2 della normativa EN 1993-5 che fissa i valori medi della corrosione di una struttura metallica immersa, in funzione delle varie zone di esposizione e della vita utile dell'opera stessa.

**Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water**

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal, ....) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ....) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

**Notes:**

1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Si ricava un valore di corrosione dell'acciaio per la struttura di progetto pari a 3.50 mm nell'arco di 100 anni, considerando la condizione in *"acqua di mare in clima temperato nella zona di immersione permanente o nella zona di variazione di marea"*.

A seguito di quanto appena determinato, nella successiva fase di modellazione e nelle verifiche strutturali si terrà conto della sezione ridotta di acciaio.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 25 di 105</p>
---	--	-----------------------

## **5 PARAMETRI GEOTECNICI E RISPOSTA SISMICA LOCALE E AZIONI SISMICHE DI PROGETTO**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (DM 17.01.2018) si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'utilizzo di un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

In particolare, si classifica il terreno presente attraverso il valore della velocità di propagazione delle onde di taglio equivalente ( $V_{S,eq}$ ) entro i primi metri di profondità.

### **5.1 Classificazione sismica dei terreni**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi oppure, in alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle cinque categorie di sottosuolo definite nella Tab. 3.2.II della normativa (A, B, C, D, E), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_S$ ). I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità  $V_S$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Anche per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre, per configurazioni superficiali semplici prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, si può adottare la classificazione riportata in Tab. 3.2.III della normativa (T1, T2, T3, T4).

### **5.2 Categoria sismica del sottosuolo**

Al fine di determinare la categoria di sottosuolo per il terreno oggetto di tale progettazione, sono disponibili diverse prove geofisiche eseguite in diverse campagne d'indagine.

Nell'area a mare, con riferimento alle indagini eseguite, sono stati intercettati depositi di materiale limoso con spessori variabili; a profondità maggiori, invece, è rilevato un flysch integro. Quest'ultimo, che per la caratterizzazione prima descritta, può essere assimilato ad un *bedrock* con  $V_S$  maggiori di 800 m/s.

Per tale area si fa riferimento alla prova down Hole SG016DH eseguita sul nasone. Qui si individua una velocità media delle onde di taglio nei sedimenti limoso-argillosi compresa tra 185 m/s e 189 m/s, si potrebbe quindi assegnare una classe di sottosuolo di tipo C; tuttavia, poiché tale  $V_S$  è ricavata in un'area a terra consolidata, in questa fase si assume una categoria di sottosuolo di tipo "D" per l'area a mare.

Pertanto, per l'opera di progetto, il sottosuolo presente in sito è classificabile come appartenente alla categoria 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 m/s e 180 m/s).

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 26 di 105</p>
---	--	-----------------------

### 5.3 Categoria topografica

Per l'opera di progetto, la superficie topografica è di tipo T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

### 5.4 Vita nominale

La vita nominale di progetto  $V_N$  di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di  $V_N$  da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I della NTC. Per la struttura in questione, classificabile come facente parte di "Costruzioni con livelli di prestazioni elevati", si pone un valore di  $V_N = 100$  (anni).

### 5.5 Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe 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.
- Classe 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.
- Classe 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.

L'opera in esame è classificata in classe d'uso IV.

### 5.6 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ :

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 27 di 105</p>
---	--	-----------------------

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II della NTC. Il valore del coefficiente d'uso per la struttura in questione si pone  $C_U = 2$ .

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di  $C_U$  anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Riepilogando:

$V_N$	Classe d'uso	$C_U$	$V_R$
100 (anni)	IV	2	200

Il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) risulta pari a  $T_R = 1898$  anni.

## 5.7 Spettri di risposta

In questo paragrafo si riportano le forme spettrali che vengono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche 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;
- $T^*_c$  valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I coefficienti di amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e amplificazione topografica ( $S_T$ ), oltre all'accelerazione  $a_g$ , sono stati determinati utilizzando il programma sperimentale "*Spettri di risposta ver.1.0.3*", messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito appartenente al territorio nazionale.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso che, in questo caso, è identificabile come Classe IV a cui corrisponde un coefficiente  $C_U = 2$ .

Il periodo di riferimento risulta essere  $V_R = 100 \cdot 2 = 200$  anni. In riferimento alle quantità precedentemente definite per i sottosuoli e per l'opera di progetto, si riportano di seguito gli spettri di risposta per i diversi stati limite definiti dalla normativa, con relativi punti e parametri, ottenuti col programma "*Spettri di risposta ver.1.0.3*" del C.SS.LL.PP.



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [s]
<i>SLO</i>	120	0,068	2,538	0,267
<i>SLD</i>	201	0,087	2,473	0,284
<i>SLV</i>	1898	0,194	2,560	0,340
<i>SLC</i>	2475	0,212	2,565	0,345

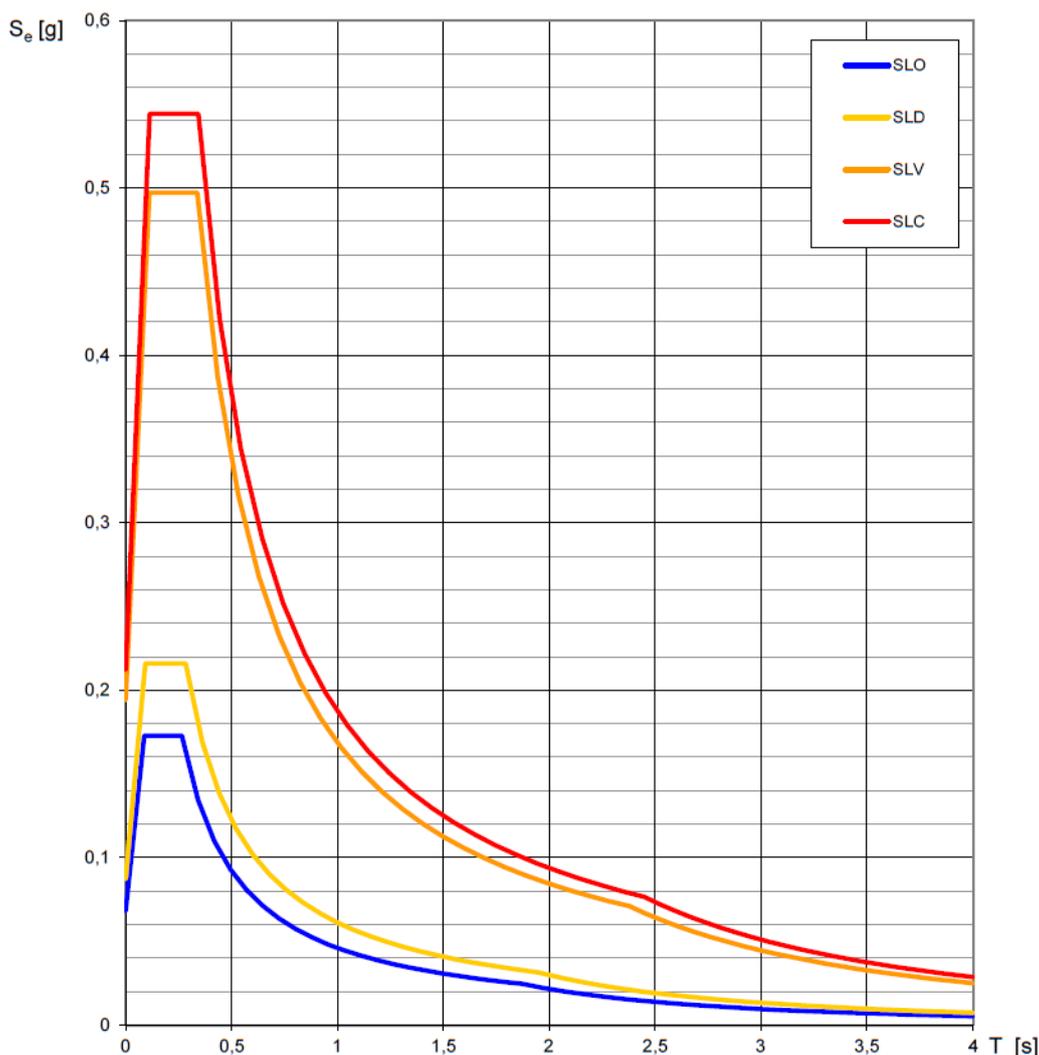


Figura 5-1: Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite (Spettri-NTCver.1.0.3).

## 5.8 Parametri di calcolo sismici per le paratie

L'analisi delle paratie in condizioni sismiche può essere eseguita con specifici metodi di analisi dinamica o mediante metodi pseudo-statici, così come disposto al § 7.11.6.3.1 della NTC 2018. Nei metodi pseudo-statici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente, costante nello spazio e nel tempo. Le componenti orizzontale e verticale  $a_h$  e  $a_v$  dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. In mancanza di studi specifici,  $a_h$  può essere legata



all'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}.$$

dove:  $g$  è l'accelerazione di gravità;

$k_h$  è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

$\alpha \leq 1$  è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e si ricava a partire dall'altezza complessiva  $H$  della paratia e dalla categoria di sottosuolo mediante il diagramma riportato in Figura 5-2;

$\beta \leq 1$  è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza che può essere ricavato dal diagramma riportato in Figura 5-3, in funzione del massimo spostamento  $u_s$  che l'opera può tollerare, verificando l'effettivo sviluppo di meccanismi duttili nel sistema;

$a_{max}$  è l'accelerazione di picco valutata mediante un'analisi di risposta sismica locale, oppure come  $a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$ .

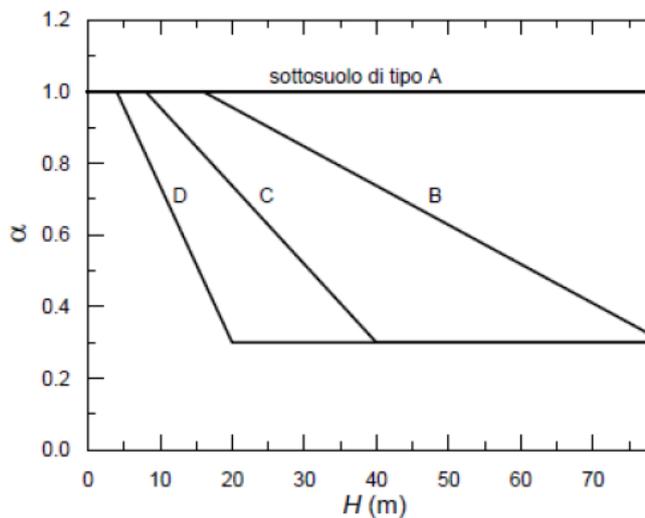


Figura 5-2: Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità  $\alpha$ .

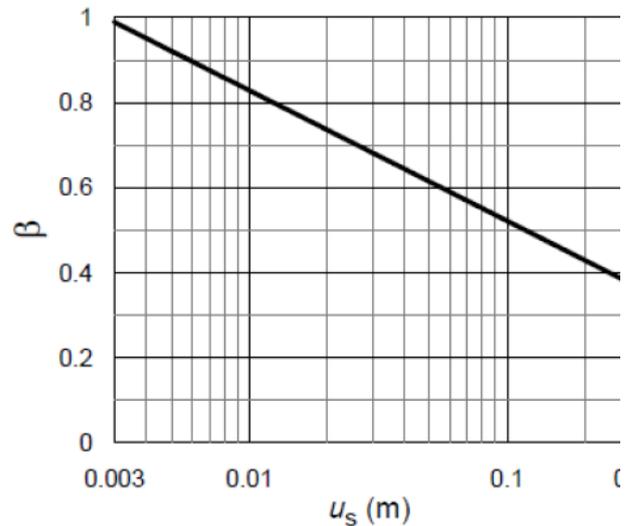


Figura 5-3: Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento  $\beta$ .

Per la valutazione della spinta nelle condizioni di equilibrio limite passivo deve porsi  $\alpha = 1$ .

Il valore del coefficiente  $\beta$  può essere ricavato dal diagramma, deve comunque risultare che  $u_s \leq 0,005 \times H$ , inteso come massimo spostamento permanente che l'opera può tollerare. Essendo l'altezza della paratia  $H$  pari a circa 40.30 metri, si considera uno spostamento massimo ammissibile pari a circa 20.40 cm e quindi si assume  $\beta = 0.4255$ .

Dai parametri precedentemente individuati, si ricava una accelerazione di picco per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)  $a_{max} = 1.5 \times 1.0 \times 0.1791 g = 0.3054 g$ .

Si ottiene:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} / g = 0.1331.$$

Per l'implementazione a modello della spinta indotta dal sisma è stato adottato il criterio di *Mononobe & Okabe*, metodo pseudo-statico derivato direttamente dall'estensione del metodo di *Coulomb* per le spinte in condizioni statiche.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 30 di 105</p>
---	--	-----------------------

## **6 SOFTWARE DI CALCOLO**

### **6.1 ParatiePLUS 22.1**

#### *6.1.1 Premessa*

Paratie Plus analizza il comportamento meccanico di una struttura di sostegno flessibile di uno scavo in terreno o roccia, ponendo l'accento sull'aspetto dell'interazione "locale" fra parete e terreno.

Il software non permette lo studio di problematiche che coinvolgano un movimento esteso del versante di scavo, in quanto Paratie Plus non consente lo sviluppo di movimenti rigidi della parete o parti di ammasso rispetto ad altre parti di terreno.

Scopo precipuo di Paratie Plus è quindi il calcolo delle azioni flettenti e taglianti e delle deformazioni laterali della parete di sostegno, e la valutazione di tutte quelle grandezze a queste connesse.

Lo studio di una parete flessibile è condotto attraverso una simulazione numerica del reale: il programma stabilisce e risolve un sistema di equazioni algebriche la cui soluzione permette di riprodurre abbastanza realisticamente l'effettivo comportamento dell'opera di sostegno.

La simulazione numerica è quella offerta dal metodo degli elementi finiti. La schematizzazione in elementi finiti avviene in questo modo:

- si analizza un problema piano (nel piano Y-Z): i gradi di libertà nodali attivi sono lo spostamento laterale e la rotazione fuori piano: gli spostamenti verticali sono automaticamente vincolati (di conseguenza le azioni assiali nelle pareti verticali non sono calcolate);
- la parete flessibile di sostegno vera e propria è schematizzata da una serie di elementi finiti BEAM verticali;
- il terreno, che spinge contro la parete (da monte e da valle) e che reagisce in modo complesso alle deformazioni della parete, è simulato attraverso un doppio letto di molle elasto-plastiche connesse agli stessi nodi della parete;
- i tiranti, i puntoni, le solette, gli appoggi cedevoli o fissi, sono schematizzati tramite molle puntuali convergenti in alcuni punti (nodi) della parete ove convergono parimenti elementi BEAM ed elementi terreno.

#### *6.1.2 Codice di calcolo*

Paratie è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

Il problema è visto ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria, come mostrato in Figura 6-1.

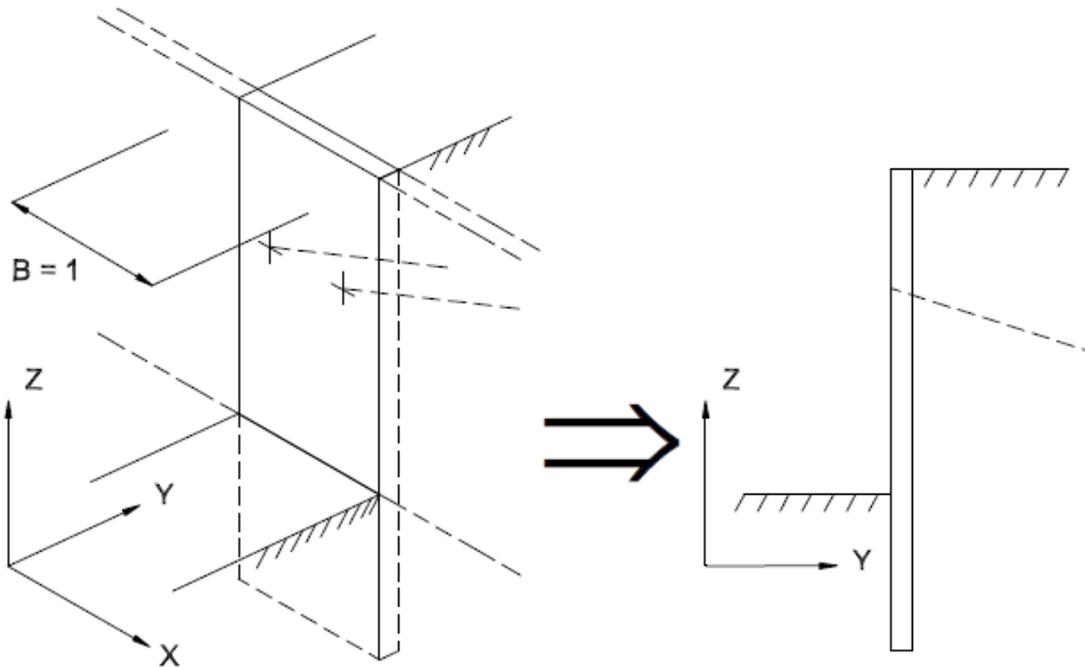


Figura 6-1: Il problema viene semplificato ad un problema piano in cui viene analizzata una "fetta" di parete di larghezza unitaria.

La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo "trave su suolo elastico": le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno.

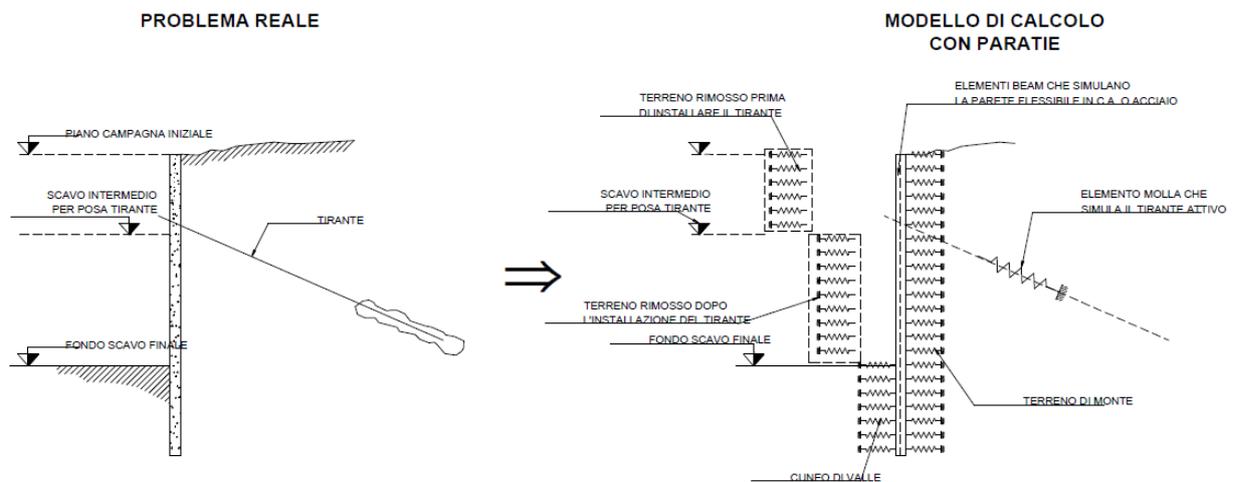


Figura 6-2: Modello di calcolo del problema reale in ParatiePLUS 22.1.

Il limite di questo schema sta nell'ammettere che ogni porzione di terreno, schematizzata da una "molla", abbia comportamento del tutto indipendente dalle porzioni adiacenti; l'interazione fra le varie regioni di terreno è affidata alla rigidità flessionale della parete.



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elasto-plastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe, 1996).

L'analisi ha lo scopo di indagare la risposta strutturale in termini di deformazioni laterali subite dalla parete durante le varie fasi di scavo e di conseguenza la variazione delle pressioni orizzontali nel terreno. Per far questo, in corrispondenza di ogni nodo è necessario definire due soli gradi di libertà, cioè lo spostamento orizzontale e la rotazione attorno all'asse X ortogonale al piano della struttura (positiva se antioraria) Ne consegue che con questo strumento non possono essere valutati:

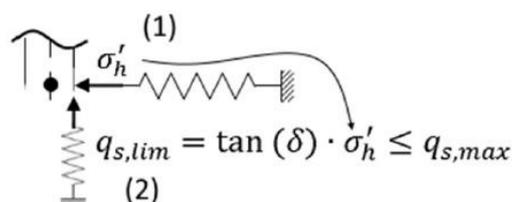
- cedimenti o innalzamenti verticali del terreno in vicinanza dello scavo<sup>1</sup>;
- condizioni di stabilità generale del complesso parete + terreno + tiranti.

In questa impostazione particolare, inoltre, gli sforzi verticali nel terreno non sono per ipotesi influenzati dal comportamento deformativo orizzontale, ma sono una variabile del tutto indipendente, legata ad un calcolo basato sulle classiche ipotesi di distribuzione geostatica.

Queste e altre osservazioni che verranno qua e là evidenziate devono mettere in guardia l'utilizzatore sui limiti intrinseci di questo approccio ed invitare ad un'analisi critica dei risultati che il codice produce.

Dalla versione 2021 possono essere attivati anche gli spostamenti verticali delle pareti. In questo caso la logica di interazione tra terreno e muro è la seguente (vedi figura sottostante):

1. in ogni fase dell'analisi, come ad ogni iterazione, viene calcolata la risposta laterale del terreno, senza considerare alcun effetto dovuto allo spostamento verticale; la pressione laterale del terreno sul muro viene calcolata di conseguenza.
2. la pressione laterale del terreno viene quindi utilizzata per valutare il limite di sollecitazione di taglio disponibile mobilitato dal movimento verticale della parete. Lo sforzo di taglio effettivo che resiste ai movimenti verso il basso (o verso l'alto) viene calcolato assumendo un comportamento elastoplastico.
3. viene infine assemblata una matrice di rigidità completa e vengono calcolati gli spostamenti laterali e verticali ad ogni iterazione.



Secondo tale logica, il comportamento laterale del terreno è essenzialmente disaccoppiato dal comportamento verticale, mentre il comportamento verticale dipende dal comportamento laterale.

Oltre al contributo di sostegno dovuto al terreno su entrambi i lati della parete, possono essere prescritte anche molle verticali non lineari per modellare il comportamento della punta della parete.



## 7 PARETE COMBINATA: SEZIONE "TIPO 1" TRATTO A MARE

### 7.1 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici

Con quanto riportato nella relazione geotecnica, la stratigrafia e i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle strutture relative alla sezione "tipo 1" (tratto a mare) è riassunto nel prospetto seguente:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO			PARAMETRI MECCANICI					
litologia	quota [m s.l.m.]		spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	c <sub>u</sub> [kPa]
	da	a						
CM4	3,80	÷ 1,00	2,80	14,00	22,00	5,00	5,00	-
CM3	1,00	÷ -4,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
CM2	-4,00	÷ -9,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
CM1	-9,00	÷ -14,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
F	-14,00	÷ -17,00	3,00	16,00	13,00	20,00	5,00	10,00
A1	-17,00	÷ -26,00	9,00	17,00	20,00	30,00	15,00	15,00
A2	-26,00	÷ -29,50	3,50	17,50	21,00	55,00	15,00	30,00
B	-29,50	÷ -33,50	4,00	23,00	35,00	10,00	100,00	-
C	-33,50	÷ -	-	23,00	32,00	270,00	15000,00	-

Si precisa che nel corso del dimensionamento dell'opera e delle verifiche sia strutturali (STR) che geotecniche (GEO), al fine di considerare la progressiva consolidazione dei materiali di colmata, gli strati che identificano i riempimenti progressivi di colmata CM1-CM2-CM3-CM4 assumeranno peso specifico maggiore; pertanto, si riporta in seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo e il dimensionamento delle opere:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO			PARAMETRI MECCANICI					
litologia	quota [m s.l.m.]		spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	c <sub>u</sub> [kPa]
	da	a						
CM4	3,80	÷ 1,00	2,80	18,00	22,00	5,00	5,00	-
CM3	1,00	÷ -4,00	5,00	18,00	22,00	5,00	5,00	-
CM2	-4,00	÷ -9,00	5,00	18,00	22,00	5,00	5,00	-
CM1	-9,00	÷ -14,00	5,00	18,00	22,00	5,00	5,00	-
F	-14,00	÷ -17,00	3,00	16,00	13,00	20,00	5,00	10,00
A1	-17,00	÷ -26,00	9,00	17,00	20,00	30,00	15,00	15,00
A2	-26,00	÷ -29,50	3,50	17,50	21,00	55,00	15,00	30,00
B	-29,50	÷ -33,50	4,00	23,00	35,00	10,00	100,00	-
C	-33,50	÷ -	-	23,00	32,00	270,00	15000,00	-

All'interno del software di calcolo, tale variazione del peso specifico  $\gamma$  dei materiali di colmata avviene modificando le proprietà dei singoli strati di terreno fase per fase. In questo modo si tiene conto sia del processo di consolidazione progressivo a cui i terreni di colmata sono soggetti sia





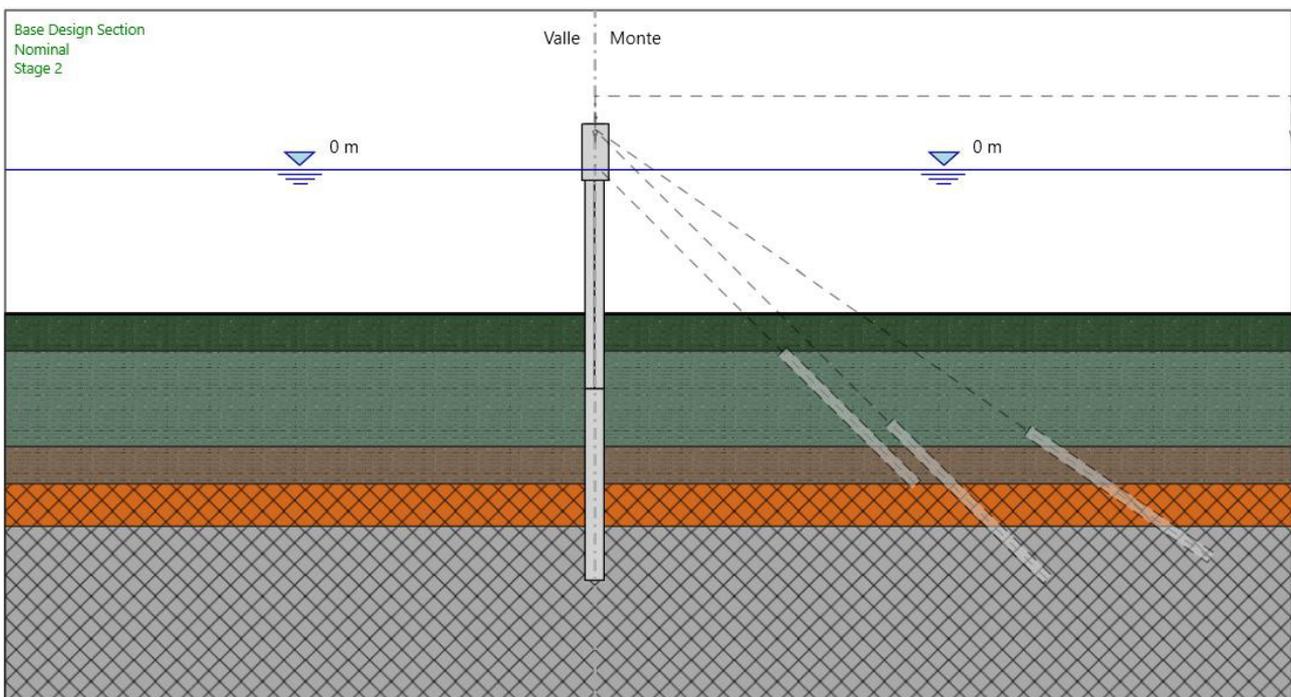
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

- Tiranti di ancoraggio:
- Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)
  - Trave di coronamento in c.a.
  - Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm
  - Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

*7.2.2 Stage 2: realizzazione parete combinata tubolare in acciaio 1820/20 mm + palancole tipo doppia VL 603K*



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.  
Lato valle: -13.50 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.  
Lato valle: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

- Paratie:
- Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm
  - Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)

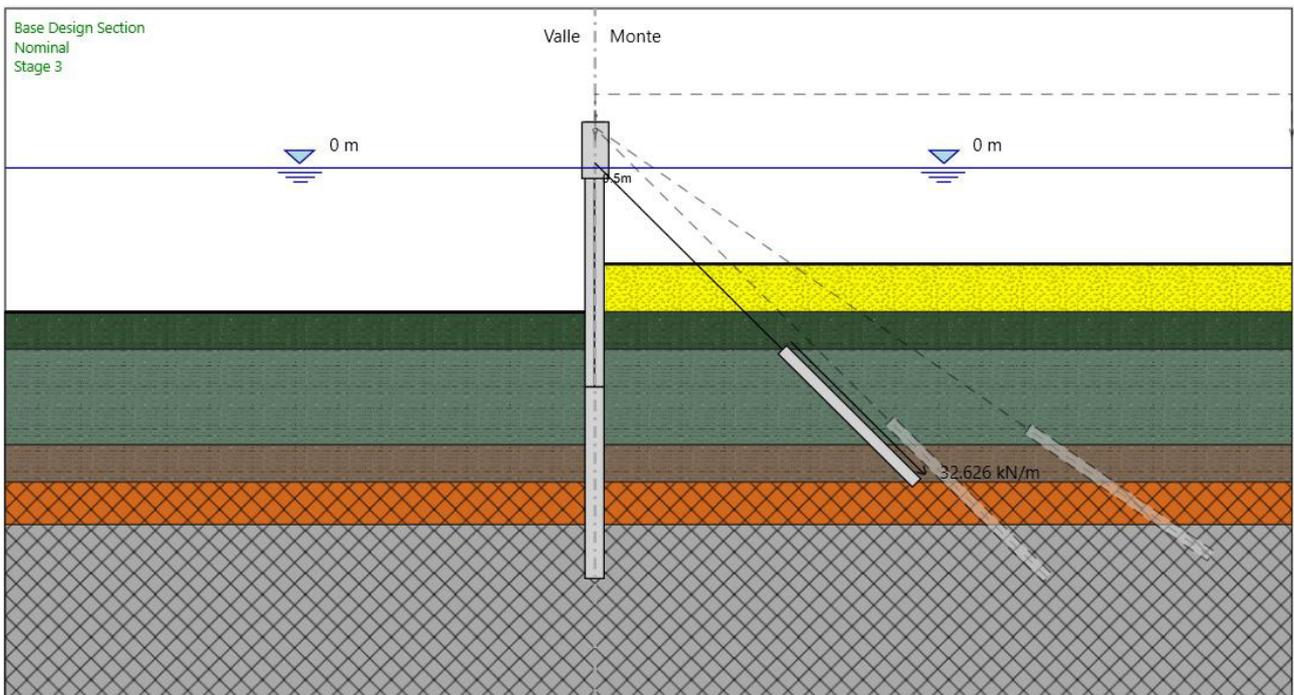


RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

- Tiranti di ancoraggio:
- Trave di coronamento in c.a.
  - Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm
  - Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

- AZIONI:
- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
  - Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
  - Azione sismica

**7.2.3 Stage 3: predisposizione tirante provvisorio a barre ( $i = 3.065 \text{ m}$ ,  $\alpha = 45^\circ$ ) tipo GEWI B500B D = 32 mm e riempimento di colmata fino a quota -9.00 m s.l.m.**



SCAVO:

- Lato monte: -13.50 m s.l.m.  
Lato valle: -9.00 m s.l.m.

FALDA:

- Lato monte: 0.00 m s.l.m.  
Lato valle: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

- Paratie:
- Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm
  - Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)
  - Trave di coronamento in c.a.



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

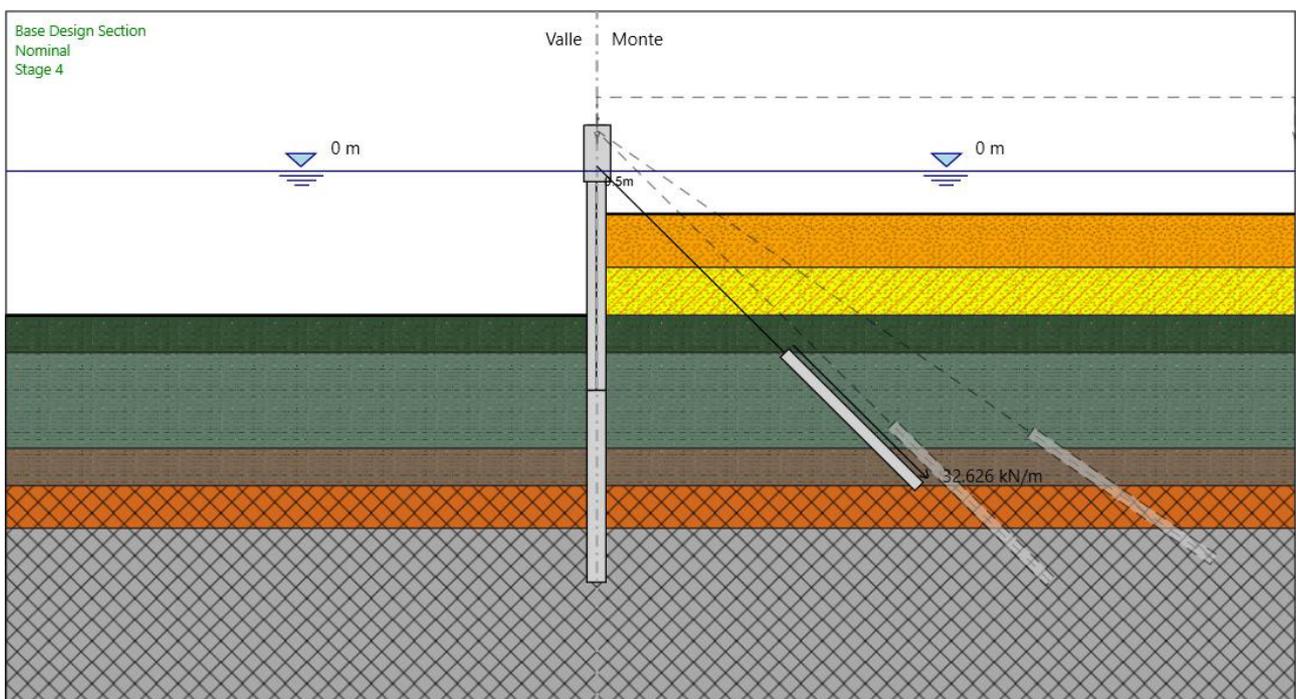
Tiranti di ancoraggio:

- Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm
- Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

*7.2.4 Stage 4: riempimento di colmata fino a quota -4.00 m s.l.m.*



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.  
Lato valle: -4.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.  
Lato valle: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

- Paratie:
- Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm
  - Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)
  - Trave di coronamento in c.a.
- Tiranti di ancoraggio:
- Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

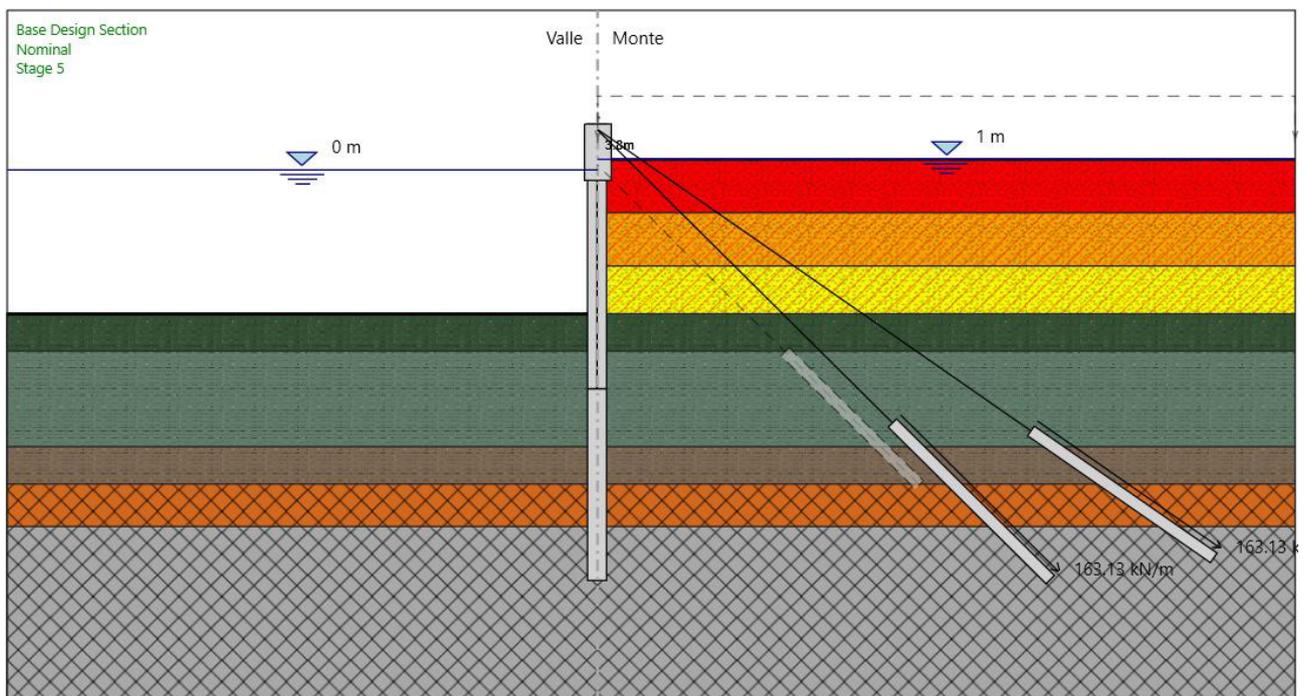
AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$

Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$

Azione sismica

**7.2.5 Stage 5: predisposizione tirante provvisorio a barre ( $i = 1.530 \text{ m}$ ,  $a = 35^\circ\text{-}45^\circ$ ) tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm e riempimento di colmata fino a quota +1.00 m s.l.m.**



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.

Lato valle: +1.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.

Lato valle: +1.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:

Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm

Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)

Trave di coronamento in c.a.

Tiranti di ancoraggio:

Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

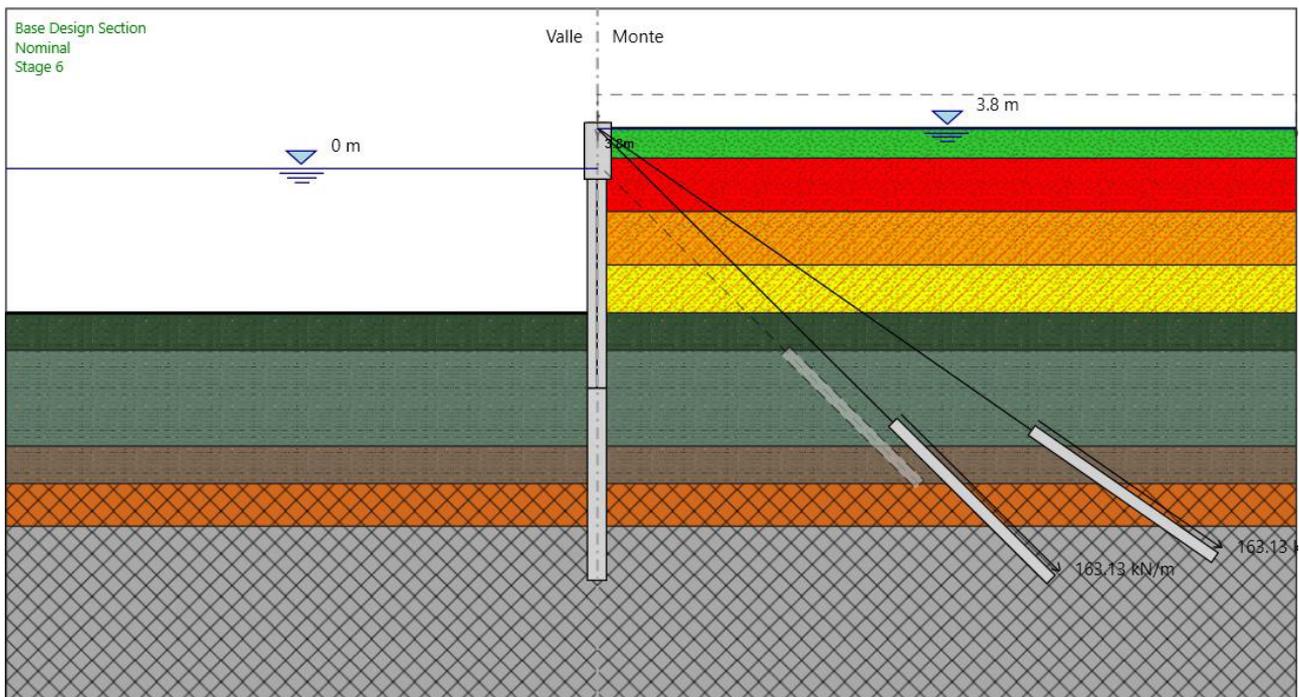
AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$

Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$

Azione sismica

**7.2.6 Stage 6: riempimento di colmata fino a quota +3.80 m s.l.m.**



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.

Lato valle: +3.80 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.

Lato valle: +3.80 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:

Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm

Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)

Trave di coronamento in c.a.

Tiranti di ancoraggio:

Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm

Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

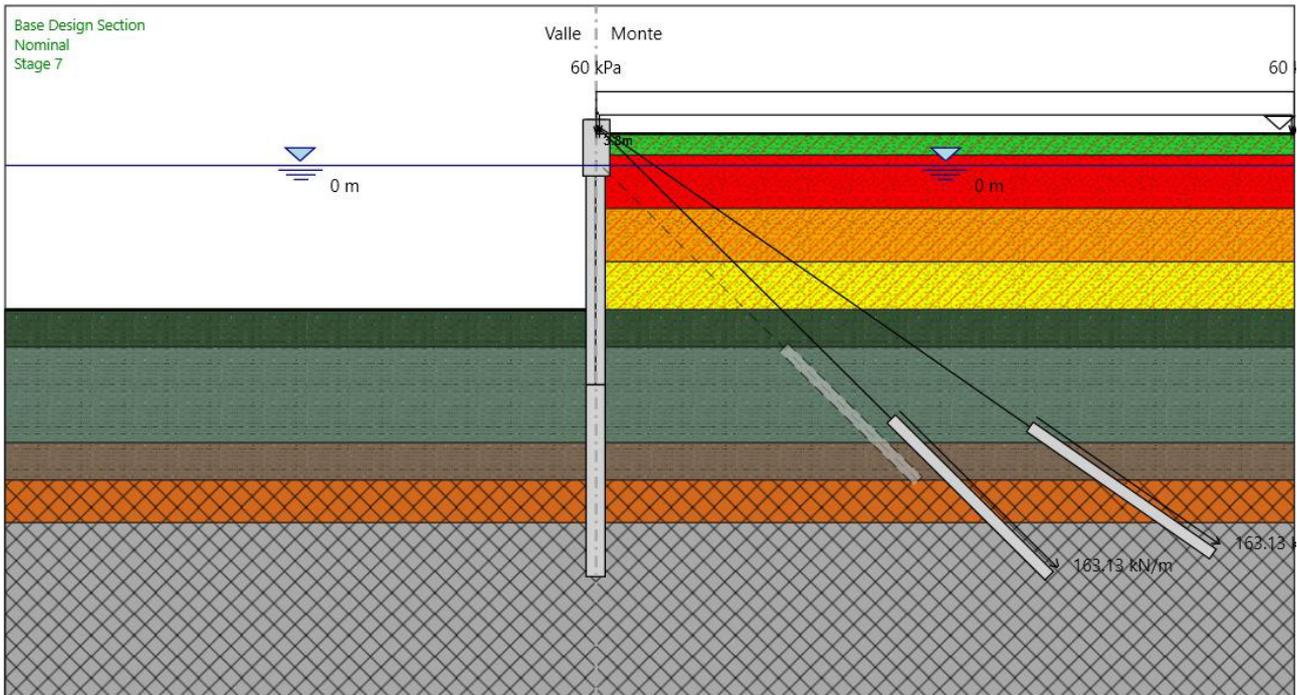


RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

**7.2.7 Stage 7: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.), applicazione del carico permanente pavimentazione e del carico distribuito accidentale**



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.  
Lato valle: +3.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.  
Lato valle: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:

- Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm
- Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)
- Trave di coronamento in c.a.

Tiranti di ancoraggio:

- Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm
- Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

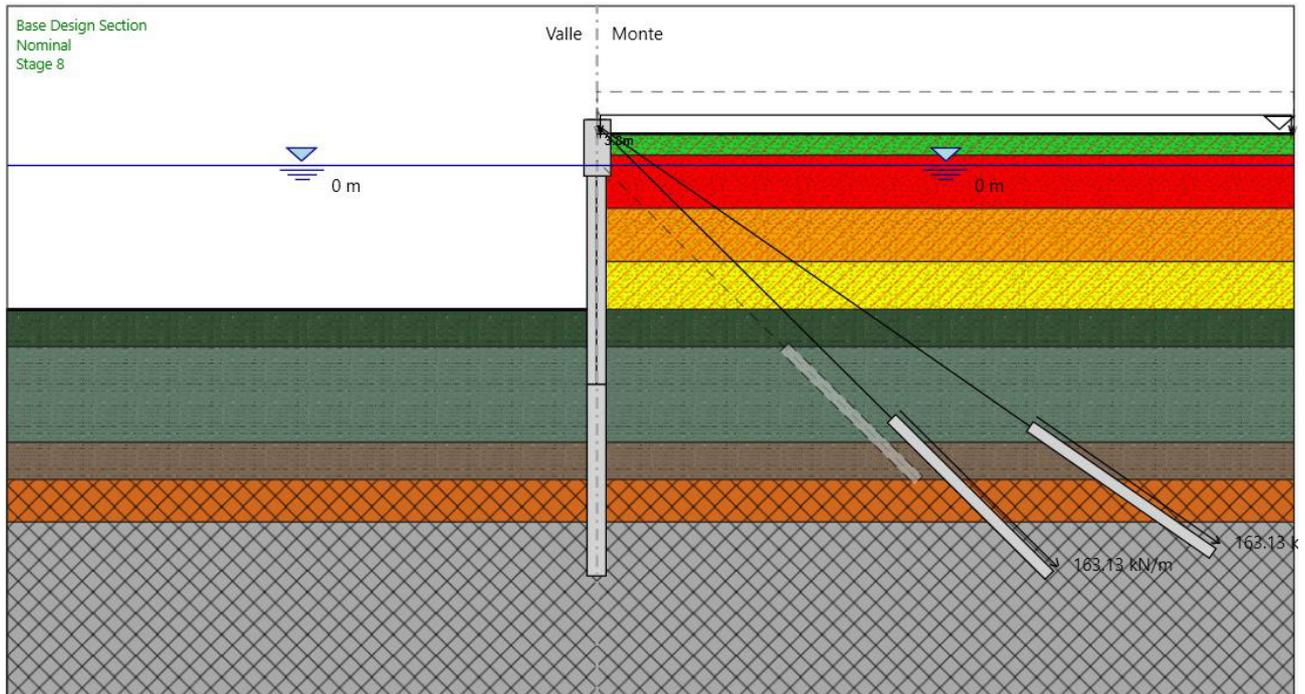
- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**7.2.8 Stage 8: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.) e applicazione del carico permanente pavimentazione**



SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.  
Lato valle: +3.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.  
Lato valle: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.  
Tiranti di ancoraggio:  Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm  
 Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

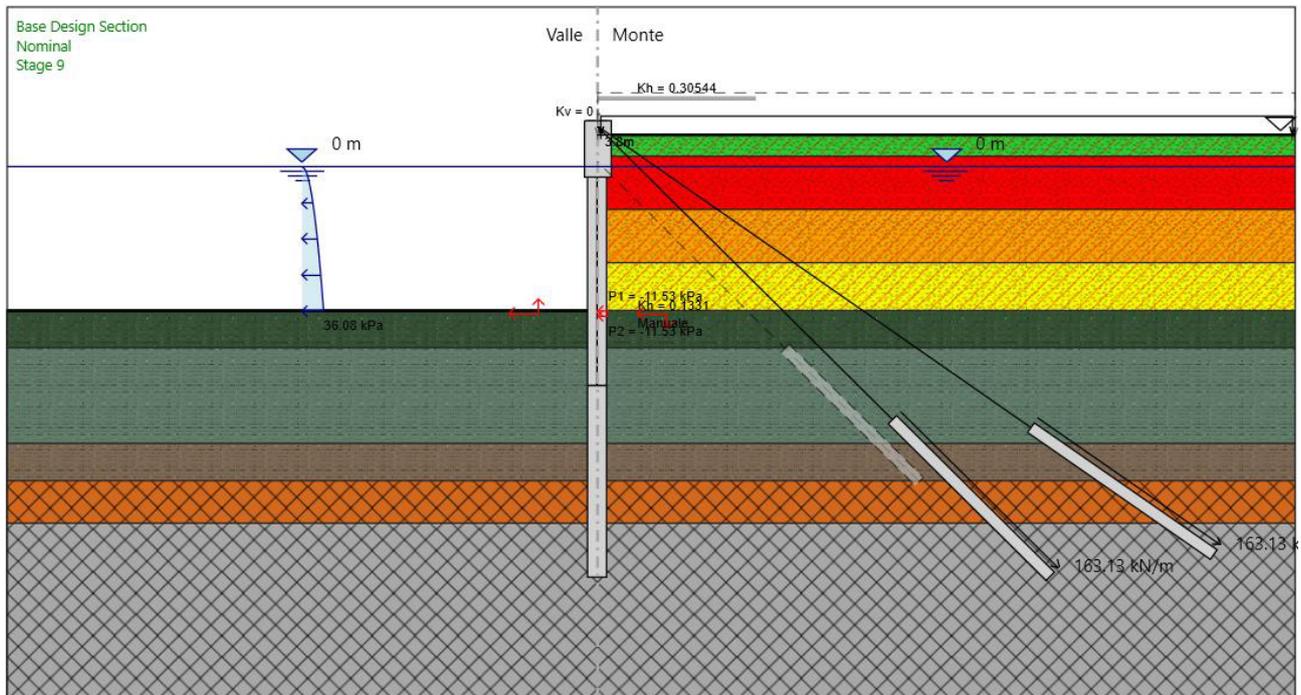
AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$



Azione sismica

### 7.2.9 Stage 9: azione sismica



#### SCAVO:

Lato monte: -13.50 m s.l.m.

Lato valle: +3.00 m s.l.m.

#### FALDA:

Lato monte: 0.00 m s.l.m.

Lato valle: 0.00 m s.l.m.

#### ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:

- Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm
- Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)
- Trave di coronamento in c.a.

Tiranti di ancoraggio:

- Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm
- Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

#### AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica



### 7.3 Risultati del modello

Nei paragrafi successivi si riportano i risultati ottenuti dall'analisi in termini di deformazioni e sollecitazioni.

#### 7.3.1 Analisi degli spostamenti

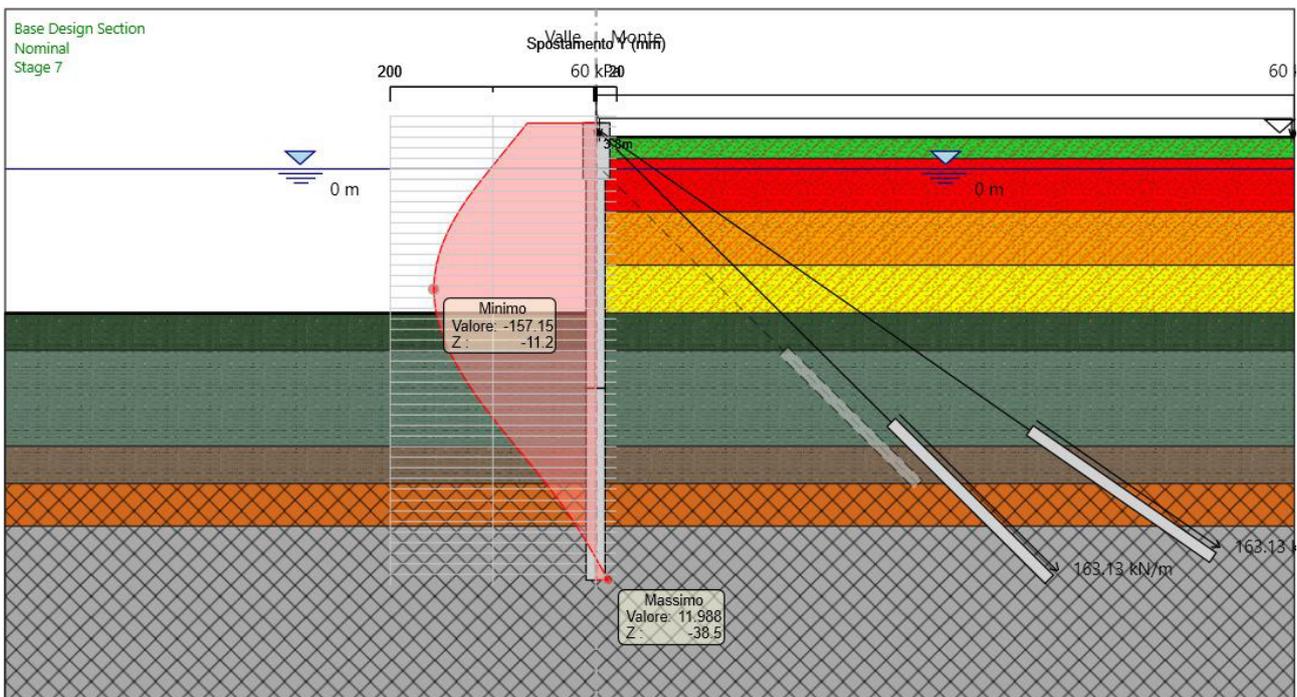
Lo spostamento orizzontale massimo della parete combinata tubolare in acciaio 1820/20 mm + palanca tipo doppia VL 603K e tirantata, con fondale alla quota di -13.50 m s.l.m. e considerando l'applicazione del carico permanente della pavimentazione di 27.20 kPa e del carico distribuito accidentale di 60.00 kPa a p.c., risulta essere pari a circa 15.72 cm.

Considerando inoltre la condizione per la quale agisce l'azione sismica allo SLD e il carico permanente della pavimentazione di 27.20 kPa, si ottiene un valore dello spostamento orizzontale pari a circa 15.60 cm.

Assumendo una altezza complessiva della parete pari a 40.30 m (altezza della parete combinata a modello di calcolo), il valore del massimo spostamento permanente ammissibile si assume pari a  $0,005 \times H$ .

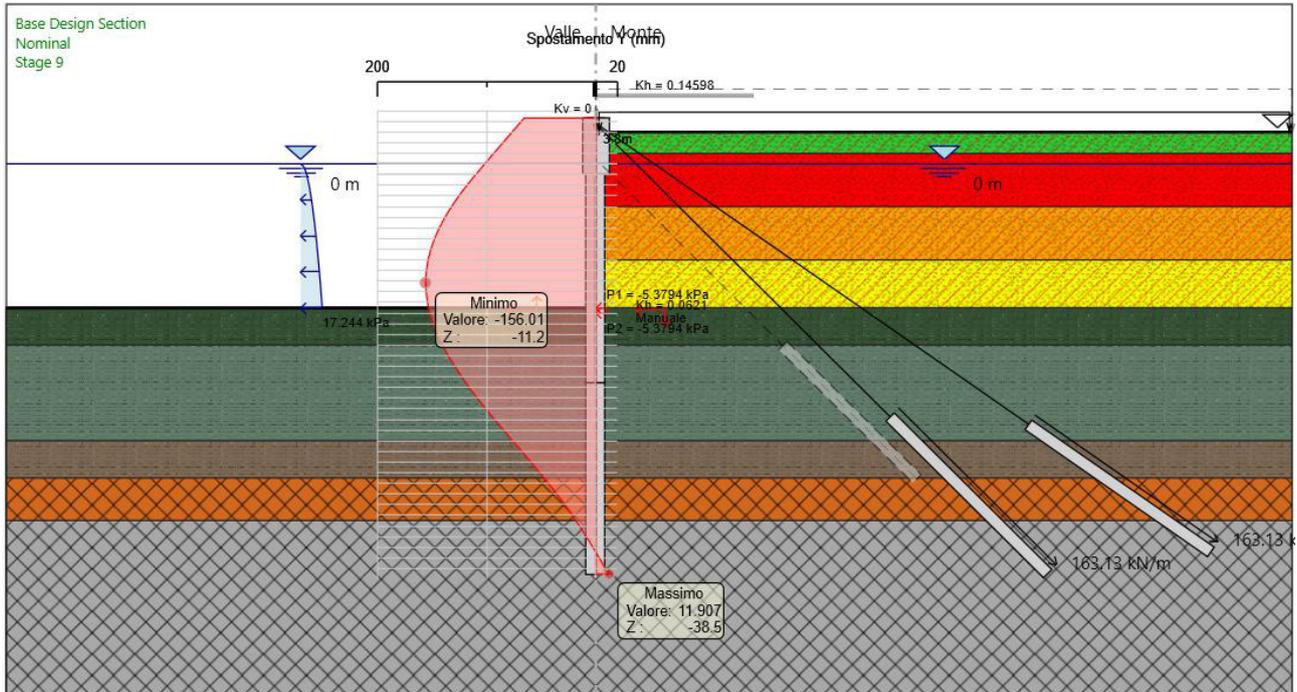
Nel caso qui analizzato il valore limite di spostamento vale  $0.005 \times 40.30 \text{ m} = 20.40 \text{ cm}$ , valore superiore alle deformate ottenute da modello; la verifica di deformabilità risulta soddisfatta rispettando i limiti imposti dalla normativa tecnica al § 7.11.6.3.1.

STAGE 7: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.), applicazione del carico permanente pavimentazione e del carico distribuito accidentale





STAGE 9: azione sismica (SLD)



### 7.3.2 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni ottenute da modello per i diversi elementi strutturali e per i diversi stati limite.

Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm trivellato e gettato a formare un palo trivellato in calcestruzzo C 25/30:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	9434,49	6931,29	7458,12	6997,12
$T_{Ed}$ [kN/m]	872,20	641,61	713,38	654,62

Palo trivellato  $\phi 1780$  mm in C 25/30 armato:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	4239,67	3062,66	3062,66	3062,66
$T_{Ed}$ [kN/m]	794,18	578,83	594,74	578,83

Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori):

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	54,26	39,87	42,90	40,24
$T_{Ed}$ [kN/m]	5,02	3,69	4,10	3,77

Cordolo in c.a.:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	4201,30	3081,25	3421,59	3105,28
$T_{Ed}$ [kN/m]	948,22	693,57	765,73	693,57



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$N_{ed}$ [kN]	203,44	158,6	-	-

Tirante permanente a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm:

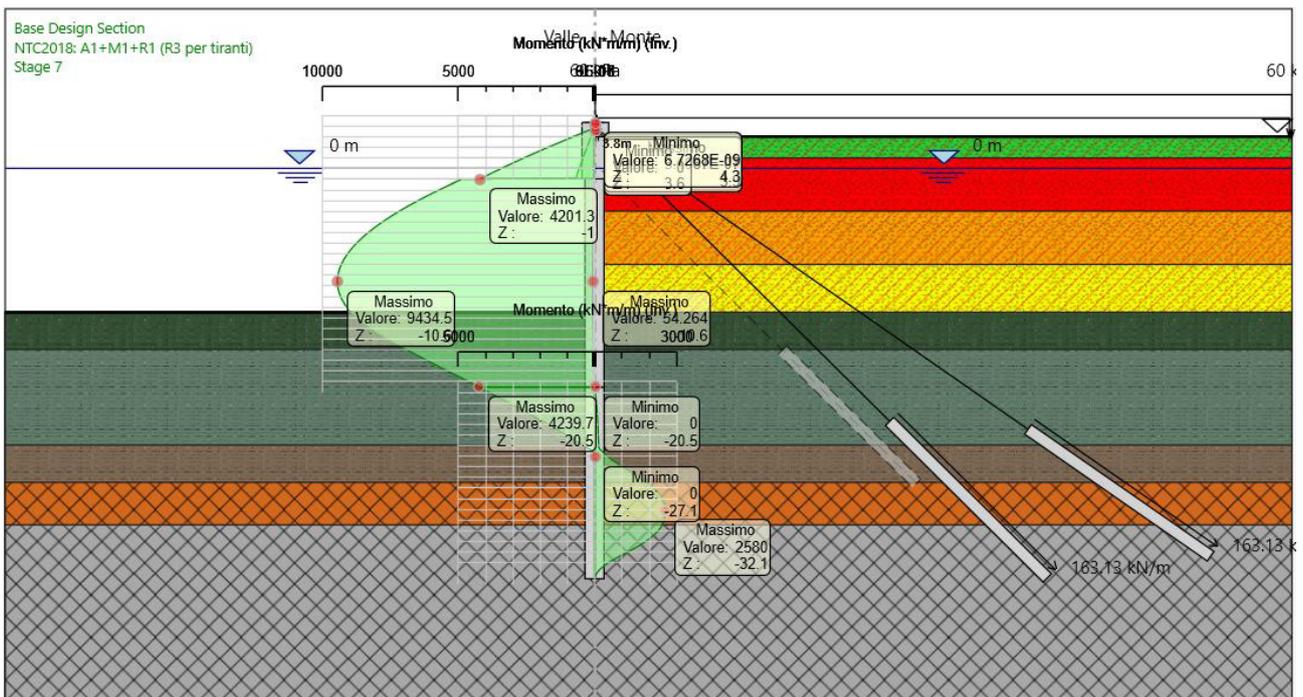
	SLU	SLE	SLV	SLD
$N_{ed}$ [kN]	2261,38	1653,49	1826,76	1653,59

Tirante permanente a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$N_{ed}$ [kN]	2191,54	1603,49	1769,26	1603,49

### 7.3.2.1 Stato Limite Ultimo (SLU)

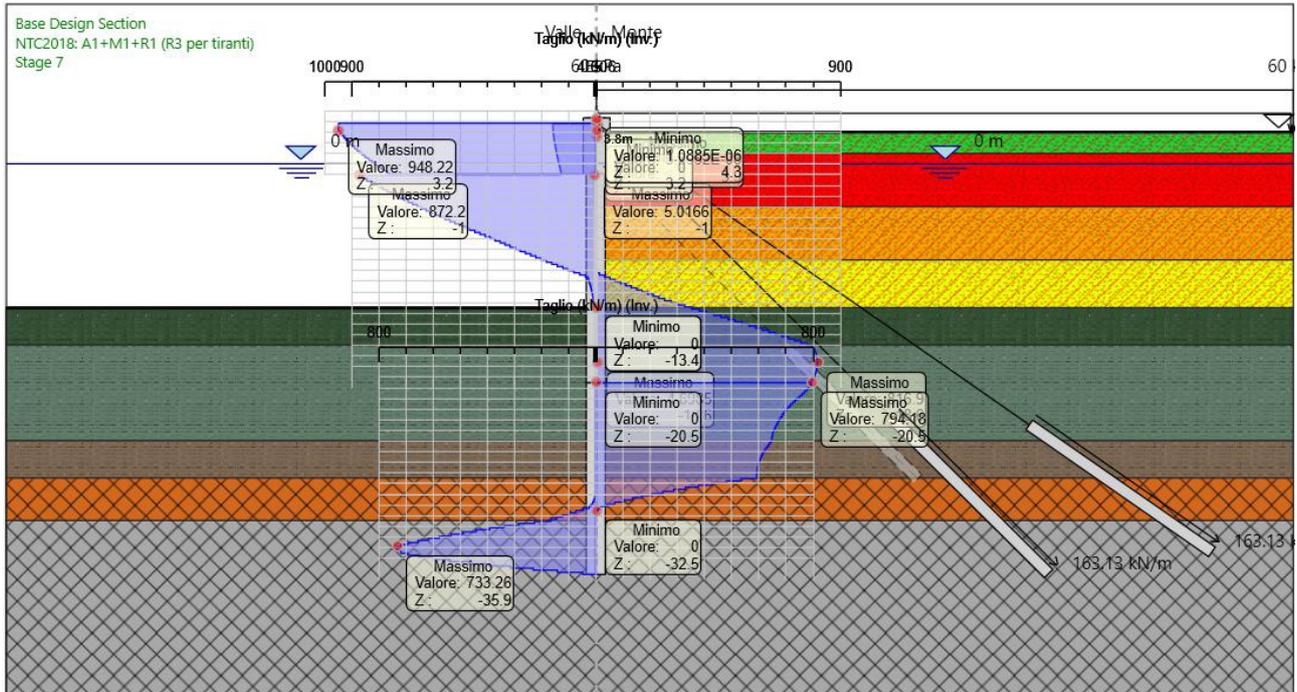
Diagramma di MOMENTO [kNm/m]





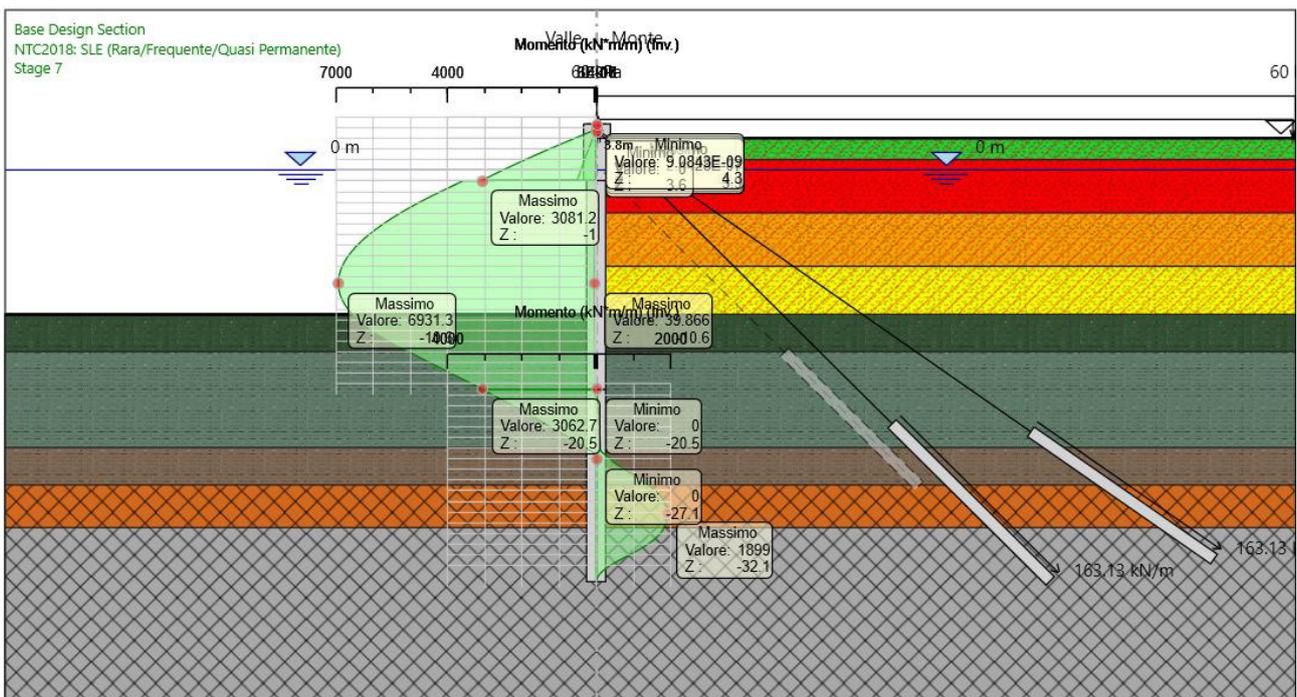
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Diagramma di TAGLIO [kN/m]



### 7.3.2.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)

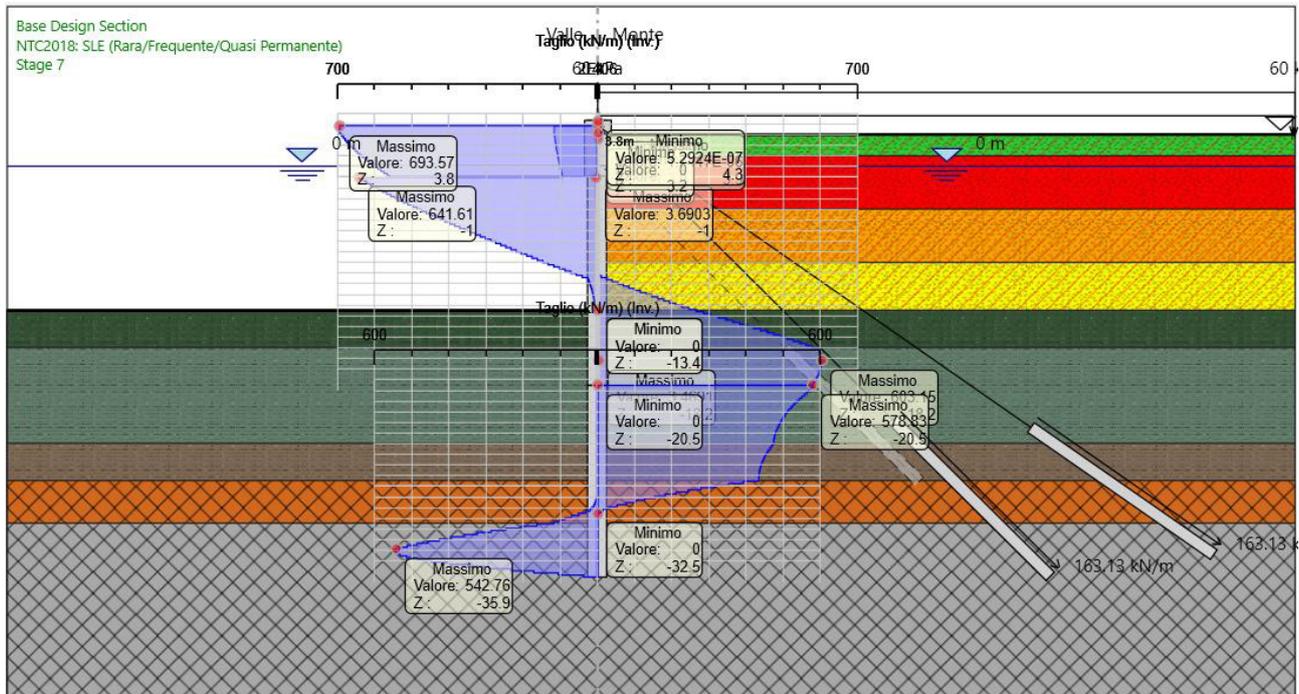
Diagramma di MOMENTO [kNm/m]





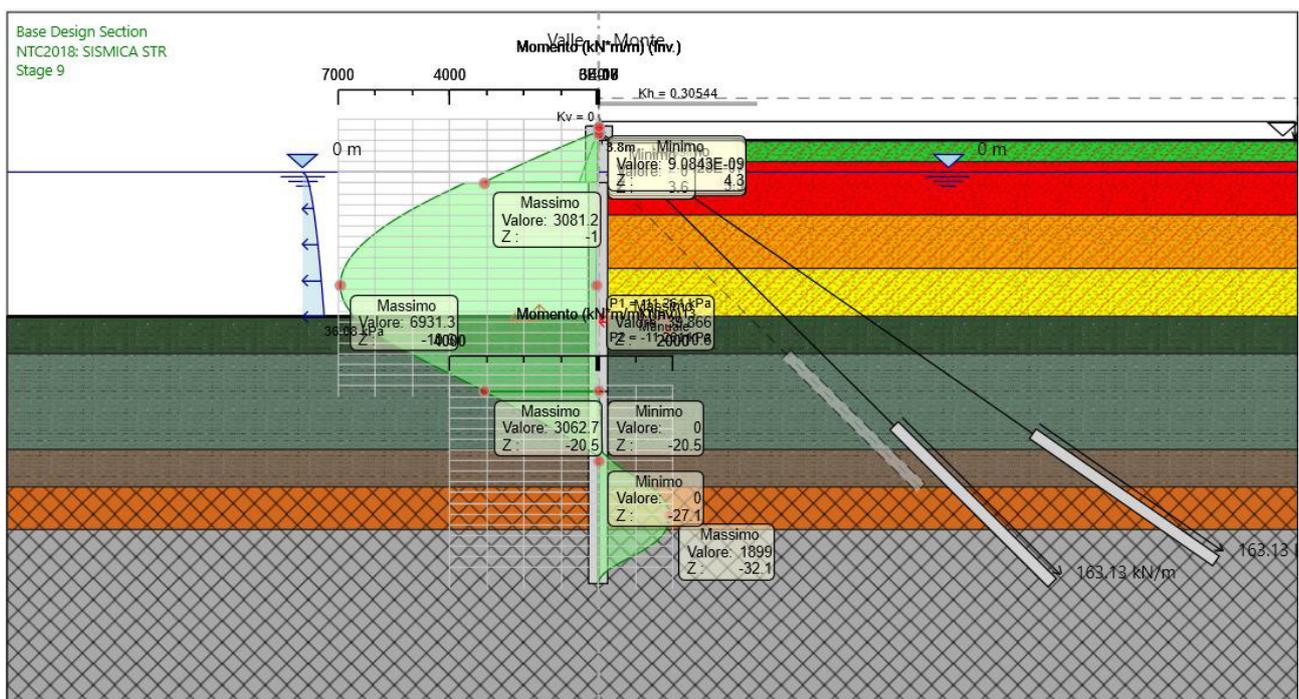
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Diagramma di TAGLIO [kN/m]



7.3.2.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Diagramma di MOMENTO [kNm/m]







	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 50 di 105</p>
---	--	-----------------------

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $V_{Ed,SLU} = 872.20 \text{ kN/m} \times 3.065 \text{ m} = 2673.29 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 11572.40 \text{ kN}$ .

#### 7.4.2 Verifica a flessione

Al fine di verificare la sezione a flessione, si segue la procedura di calcolo indicata in normativa al § 4.3.5.3.1 *Resistenza della sezione per tensioni normali*.

#### MATERIALI UTILIZZATI

##### CALCESTRUZZO

		$f_{ck}$	$R_{ck}$	
Classe del calcestruzzo	Classe	25	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	$g_c$	=	1,50	[-]
Resistenza caratteristica a compressione	$f_{ck}$	=	24,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza a compressione media	$f_{cm}$	=	32,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico secante medio	$E_{cm}$	=	31447	[N/mm <sup>2</sup> ]

##### ACCIAIO PER LE ARMATURE

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{sk}$	=	450	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico secante medio	$E_s$	=	200000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	$g_s$	=	1,15	[-]

##### ACCIAIO PER IL TUBOLARE

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	=	355	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico secante medio	$E_a$	=	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	$g_a$	=	1,05	[-]

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLA SEZIONE COMPOSTA

##### CARATTERISTICHE DEL TUBOLARE

Diametro esterno del tubolare	$D_{ext}$	=	1813,00	[mm]
Spessore del tubolare	$t$	=	16,50	[mm]
Diametro interno del tubolare	$D_{int}$	=	1780,00	[mm]
Raggio esterno del tubolare	$R_{ext}$	=	906,50	[mm]
Raggio interno del tubolare	$R_{int}$	=	890,00	[mm]
Area della sezione trasversale del tubolare	$A_a$	=	93124	[mm <sup>2</sup> ]
Momento d'inerzia della sezione trasversale del tubolare	$J_a$	=	3,76E+10	[mm <sup>4</sup> ]
Modulo di resistenza elastico della sezione del tubolare	$W_{a,el}$	=	4,14E+07	[mm <sup>3</sup> ]
Modulo di resistenza plastico della sezione del tubolare	$W_{a,pl}$	=	5,33E+07	[mm <sup>3</sup> ]

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 51 di 105</p>
---	--	-----------------------

Rapporto massimo tra diametro esterno e spessore  $\max (D_{\text{ext}} / t) = 59,58 \quad [-]$

**Rapporto tra diametro esterno e spessore  $D_{\text{ext}} / t = 109,88 \quad [-]$**

#### **CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO INTERNO**

Area della sezione trasversale di calcestruzzo  $A_c = 2488456 \quad [\text{mm}^2]$

Momento d'inerzia della sezione trasversale di calcestruzzo  $J_c = 4,93\text{E}+11 \quad [\text{mm}^4]$

Modulo di resistenza elastico della sezione di calcestruzzo  $W_{c,\text{el}} = 5,54\text{E}+08 \quad [\text{mm}^3]$

Modulo di resistenza plastico della sezione di calcestruzzo  $W_{c,\text{pl}} = 9,40\text{E}+08 \quad [\text{mm}^3]$

#### **CARATTERISTICHE DELLE ARMATURE RADIALI**

Numero dei ferri verticali  $n = 48 \quad [-]$

Diametro delle armature verticali  $f = 32 \quad [\text{mm}]$

Copriferro calcolato dal bordo interno tubolare al bordo armatura  $c = 75,00 \quad [\text{mm}]$

Distanza tra il baricentro del tubolare ed il centro del ferro verticale  $R_f = 799,00 \quad [\text{mm}]$

Angolo radiale tra le armature verticali  $a = 7,50 \quad [^\circ]$

Massima area d'armatura consentita  $A_{s,\text{max}} = 149307 \quad [\text{mm}^2]$

**Area complessiva delle armature verticali  $A_s = 38604 \quad [\text{mm}^2]$**

Momento d'inerzia delle armature verticali  $J_s = 1,23\text{E}+10 \quad [\text{mm}^4]$

Modulo di resistenza plastico delle armature verticali  $W_{s,\text{pl}} = 1,96\text{E}+07 \quad [\text{mm}^3]$

#### **RIGIDEZZA FLESSIONALE EFFETTIVA DELLA COLONNA COMPOSTA**

Altezza critica della colonna composta  $H_{\text{cr}} = 20700,00 \quad [\text{mm}]$

Contributo alla rigidezza offerto dal tubolare in acciaio  $E_a J_a = 7,89\text{E}+15 \quad [\text{Nmm}^2]$

Contributo alla rigidezza offerto dall'armatura  $E_s J_s = 2,46\text{E}+15 \quad [\text{Nmm}^2]$

Contributo alla rigidezza offerto dal calcestruzzo  $E_{\text{cm}} J_c = 1,55\text{E}+16 \quad [\text{Nmm}^2]$

Rigidezza flessionale della colonna composta per il carico critico  $E J_{\text{eff},I} = 1,97\text{E}+16 \quad [\text{Nmm}^2]$

Rigidezza flessionale della colonna composta per lo SLU  $E J_{\text{eff},II} = 1,63\text{E}+16 \quad [\text{Nmm}^2]$

Carico Critico Euleriano effettivo della colonna composta  $N_{\text{cr}} = 452663 \quad [\text{kN}]$

Valore Caratteristico della resistenza a compressione della colonna  $N_{\text{pl},Rk} = 103099 \quad [\text{kN}]$

**Snellezza adimensionale della colonna composta  $l' = 0,477 < 2,00$**

#### **RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA COLONNA COMPOSTA (PUNTO A)**

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  <b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>	Pag. 52 di 105
---	---	----------------

Resistenza a compressione senza tenere in conto effetti confinanti  $N_{pl,Rd,I} = 81703$  [kN]

### **Effetti di confinamento**

Eccentricità massima in valore assoluto derivante dal calcolo  $e_{max} = 0,0690$  [m]

Rapporto tra eccentricità massima e diametro esterno del tubolare  $e_{max}/D_{ext} = 0,038 < 0.10$

Snellezza adimensionale della colonna composta  $l' = 0,477 < 0.50$

E' possibile tenere in conto l'effetto benefico del confinamento

Calcolo dei coefficienti di confinamento lato acciaio

$h_{a,1}$	=	0,99	[-]
$h_{a,2}$	=	0,99	[-]
$h_{a,3}$	=	1,00	[-]
<b><math>h_a</math></b>	=	<b>0,99</b>	<b>[-]</b>

Calcolo dei coefficienti di confinamento lato calcestruzzo

$h_{c,1}$	=	0,00	[-]
$h_{c,2}$	=	0,00	[-]
$h_{c,3}$	=	0,00	[-]
<b><math>h_c</math></b>	=	<b>0,00</b>	<b>[-]</b>

Resistenza a compressione tenendo in conto effetti confinanti  $N_{pl,Rd,II} = 87677$  [kN]

**Resistenza a compressione della colonna composta**  $N_{pl,Rd} = 87677$  [kN]

**Momento flettente associato alla massima forza di compressione**  $M_{pl,Rd} = 0$  [kNm]

**Contributo meccanico dell'acciaio**  $d = 0,36$  OK

### RESISTENZA A PURA FLESSIONE DELLA COLONNA COMPOSTA (PUNTO B)

Modulo di resistenza plastico del tubolare in acciaio  $W_{a,pl} = 5,33E+07$  [mm<sup>3</sup>]

Modulo di resistenza plastico del calcestruzzo depurato dalle armature  $W_{c,pl,eff} = 9,20E+08$  [mm<sup>3</sup>]

Modulo di resistenza plastico delle armature verticali  $W_{s,pl} = 1,96E+07$  [mm<sup>3</sup>]

Distanza tra la linea media della sezione e l'asse neutro plastico  $h_n$  [mm] = 316,673 OK

Angoli settoriali per determinare i segmenti di circonferenza del tubolare  $b = 0,36$  [rad]  
 $q = 2,43$  [rad]

Angoli settoriali per determinare i segmenti di circonferenza del cls  $b' = 0,36$  [rad]  
 $q' = 2,41$  [rad]

Area della sezione compressa del tubolare  $A_{a,c} = 35882$  [mm<sup>2</sup>]

Area della sezione tesa del tubolare  $A_{a,t} = 57242$  [mm<sup>2</sup>]

Area della sezione compressa del calcestruzzo  $A_{c,c} = 692681$  [mm<sup>2</sup>]

Area delle armature compresse  $A_{s,c} = 13837$  [mm<sup>2</sup>]

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 53 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

Area delle armature tese	$A_{s,t}$	=	24767	[mm <sup>2</sup> ]
Forza di compressione nel tubolare	$F_{a,c}$	=	12132	[kN]
Braccio di leva della forza di compressione nel tubolare	$y_{a,c}$	=	694,42	[mm]
Forza di trazione nel tubolare	$F_{a,t}$	=	-19353	[kN]
Braccio di leva della forza di trazione nel tubolare	$y_{a,t}$	=	-435,30	[mm]
Forza di compressione nel calcestruzzo	$F_{c,c}$	=	11498	[kN]
Braccio di leva della forza di compressione nel calcestruzzo	$y_{c,c}$	=	553,81	[mm]
Forza di compressione nell'armatura compressa	$F_{s,c}$	=	5414	[kN]
Forza di trazione nell'armatura tesa	$F_{s,t}$	=	-9691	[kN]
<b>Forza Normale risultante</b>	<b><math>N_{Rd}</math></b>	=	<b>0,00</b>	<b>OK</b>
<b>Momento flettente per pura flessione</b>	<b><math>M_{pl,Rd}</math></b>	=	<b>30890</b>	<b>[kNm]</b>

#### RESISTENZA A FLESSIONE E FORZA NORMALE (PUNTO C)

<b>Resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo</b>	<b><math>N_{pm,Rd} = 41308</math></b>	<b>[kN]</b>
<b>Momento flettente per pura flessione</b>	<b><math>M_{pl,Rd} = 30890</math></b>	<b>[kNm]</b>

#### RESISTENZA A FLESSIONE E FORZA NORMALE (PUNTO D)

<b>Metà resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo</b>	<b><math>0.5 N_{pm,Rd} = 20654</math></b>	<b>[kN]</b>
<b>Momento resistente massimo della sezione composta</b>	<b><math>M_{max,Rd} = 33317</math></b>	<b>[kNm]</b>

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $M_{Ed,SLU} = 9434.49 \text{ kNm/m} \times 3.065 \text{ m} = 28916.71 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 30890.00 \text{ kNm}$ .

#### 7.4.3 Verifica ad instabilità per carico di punta

##### RESISTENZA AD INSTABILITA' PER CARICO DI PUNTA

Altezza critica della colonna composta	$H_{cr}$	=	20700,00	[mm]
Snellezza adimensionale della colonna composta	$l'$	=	0,477	[-]
Rapporto geometrico d'armatura verticale	$r_s$	=	0,016	[-]
Fattore di imperfezione	$a$	=	0,210	[-]
Fattore di instabilità	$F$	=	0,643	[-]
Fattore di riduzione della resistenza a compressione	$c$	=	0,931	[-]
<b>Resistenza all'instabilità della colonna composta</b>	<b><math>N_{b,Rd}</math></b>	=	<b>81644</b>	<b>[kN]</b>

Occorre verificare la resistenza ad instabilità per carico di punta  $N_{b,Rd}$  con il carico a cui ciascun tubolare è soggetto, e definito dalla somma delle componenti:

1. peso proprio cordolo di coronamento in c.a.:

PESO SPECIFICO:  $\gamma_{CLs} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

DIMENSIONI:  $B = 3.30 \text{ m}$

$H = 6.30 \text{ m}$   $L = 3.065 \text{ m}$

$\gamma_{G1} = 1.30$

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 54 di 105</p>
---	--	-----------------------

CARICO TOT.:  $Q_{\text{CORDOLO}} = 2070.94 \text{ kN}$

2. peso proprio del tubolare in acciaio 1820/20 mm:

PESO SPECIFICO:  $PP_{\text{TUBO}} = 9.10 \text{ kN/m}$

DIMENSIONI:  $L = 22.00 \text{ m}$

$\gamma_{G1} = 1.30$

CARICO TOT.:  $Q_{\text{TUBO}} = 260.26 \text{ kN}$

3. peso proprio del palo trivellato in C 25/30:

PESO SPECIFICO:  $\gamma_{\text{CLS}} = 25.00 \text{ kN/m}^3$

DIMENSIONI:  $R = 1.78 \text{ m}$                        $L = 40.00 \text{ m}$

$\gamma_{G1} = 1.30$

CARICO TOT.:  $Q_{\text{PALO}} = 3732.68 \text{ kN}$

4. carico accidentale da gru:

PESO SPECIFICO:  $q = 2000 \text{ kN/m}$

DIMENSIONI:  $L = 3.065 \text{ m}$

$\gamma_{G1} = 1.50$

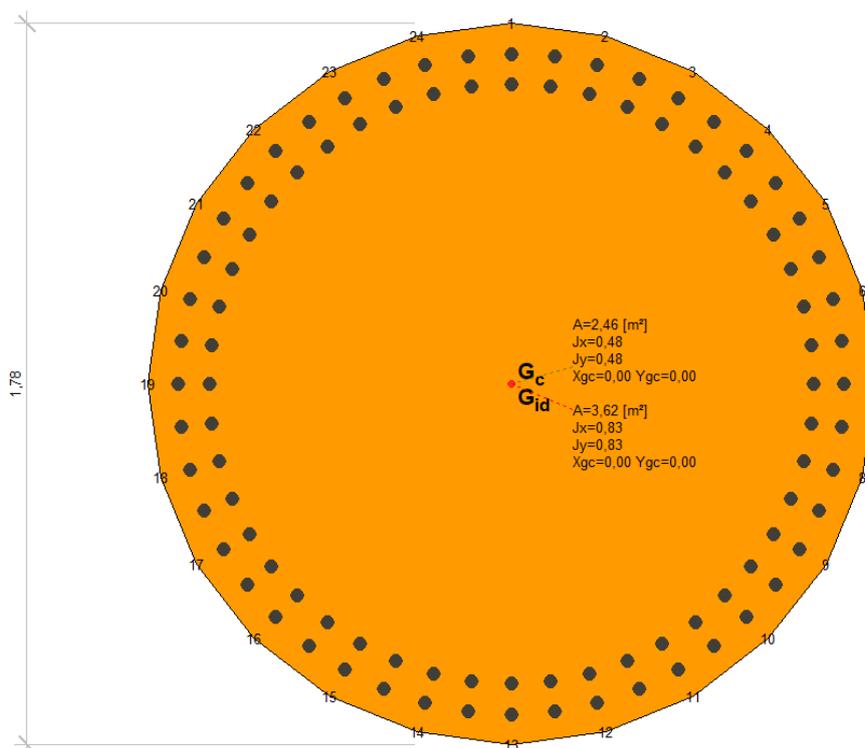
CARICO TOT.:  $Q_{\text{ACC.}} = 9195.00 \text{ kN}$

Ne deriva un carico sollecitante pari a  $N_{\text{Ed,TOT.}} = 15258.88 \text{ kN}$ . La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  $N_{\text{Ed,TOT.}} = 15258.88 \text{ kN} < N_{\text{b,Rd}} = 81644.00 \text{ kN}$ .



## 7.5 Verifiche strutturali (STR): palo trivellato in C 25/30

Il palo trivellato, realizzato in calcestruzzo C 25/30, è armata con ferri longitudinali diametro  $\phi 32$  e con staffe a  $\phi 16$  passo variabile. Più precisamente, si dispone armatura corrente pari a  $A_s = 386 \text{ cm}^2$  che, nella sezione di massime sollecitazioni, viene integrata con armatura aggiuntiva pari a  $A_{s,agg.} = 386 \text{ cm}^2$  ai fini di soddisfare le verifiche strutturali.

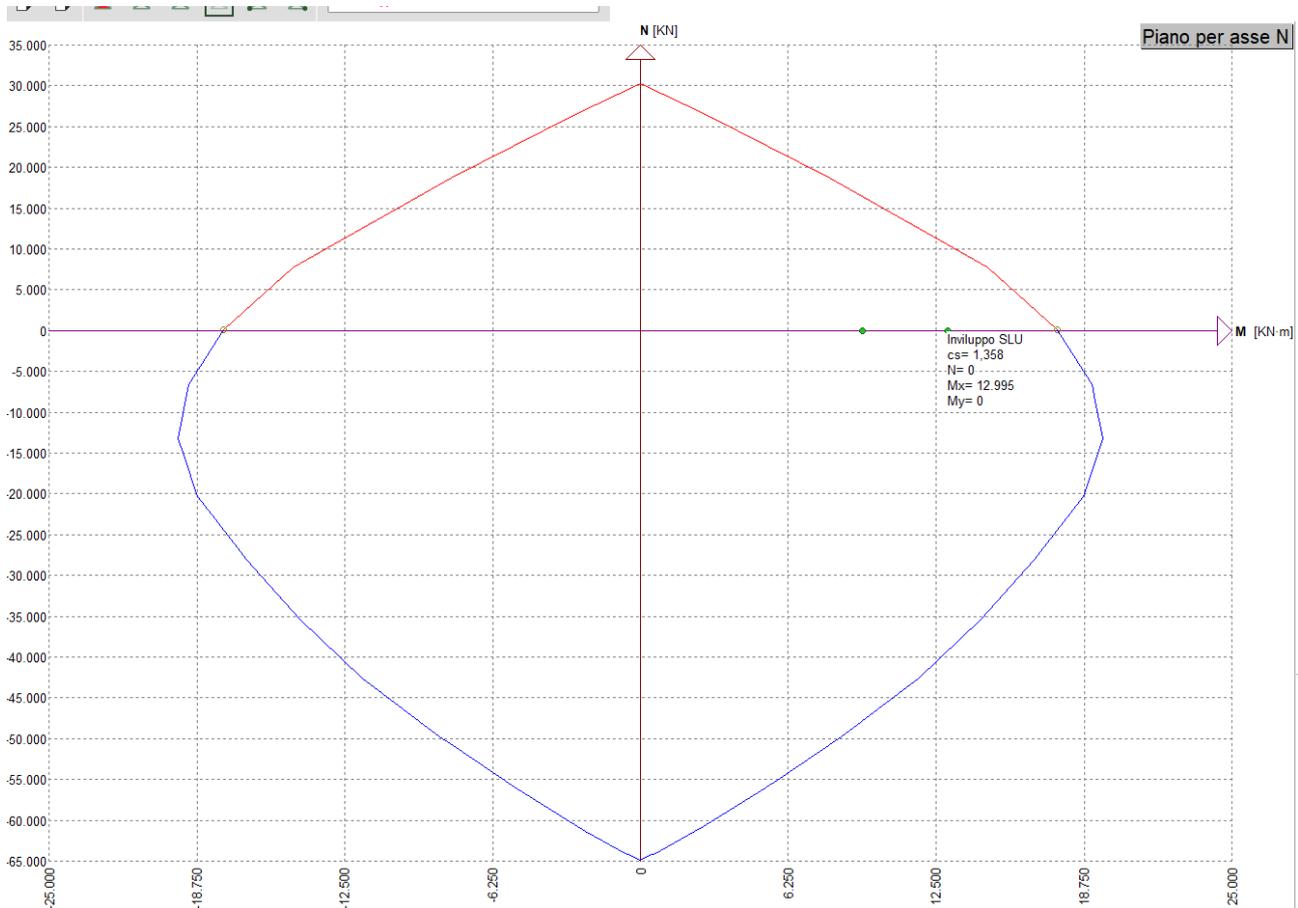


### 7.5.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

#### 7.5.1.1 Verifica a flessione

	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-64924	-0,0035 (sez)	30212	0,01 (arm)
Mx	-17641	-0,0035 (sez)	17641	-0,0035 (sez)
My	-17641	-0,0035 (sez)	17641	-0,0035 (sez)

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	Inviluppo SLU	1,3575
2	Inviluppo SLV	1,8791



La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di momento massima ottenuta dall'involuppo delle sollecitazioni è pari a  $M_{Ed} = 4201.30$  kNm risulta inferiore alla resistenza di calcolo  $M_{Rd} = 17641.00$  kNm.

### 7.5.1.2 Verifica a taglio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Elemento privo di armatura a taglio})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{Rottura armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (\text{Rottura bielle compresse})$$

dove:  $d$ : altezza utile della sezione;

$b_w$ : larghezza minima della sezione;

$A_{sw}$ : area armatura trasversale;

$s$ : interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali;

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls;

$\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale;

$A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2};$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls};$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d).$$

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  <b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>	Pag. 57 di 105
---	---	----------------

<b>Calcestruzzo:</b>	$\theta$	$b_w$	<b>Staffe:</b>	$A_{sw}$	<b>passo</b>	$\alpha$
	0,79	0,68		0,001	0,15	1,571

<b>Comb</b>	<b>d</b>	<b>K</b>	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
1	1,71	1,342	0,045	0,020	0,00	1,000
2	1,71	1,342	0,045	0,020	0,00	1,000

<b>Comb</b>	<b>Descrizione</b>	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$V_D$	
1	Inviluppo SLU	684	2465	3661	2435	MAX
2	Inviluppo SLV	684	2465	3661	1823	MIN

La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di taglio massima ottenuta dall'inviluppo delle sollecitazioni è pari a  $V_{Ed} = 948.22$  kN risulta inferiore alla minima resistenza di calcolo  $V_{Rd} = 2465.00$  kN.

## 7.6 Verifiche strutturali (STR): palanca doppia tipo VL 603K

### 7.6.1 Verifica a taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:  $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ , resistenza di progetto a taglio in assenza di torsione;  
 $A_v$ , area resistente a taglio.

Le caratteristiche geometrico-inerziali della coppia di palancole viene qui di seguito vengono qui di seguito riportate:

#### Caratteristiche geometriche inerziali: doppia VL 603K:

<i>momento di inerzia:</i>	$I_{xx} =$	23823,60	cm <sup>4</sup>
<i>modulo di resistenza:</i>	$W_{el.} =$	1489,20	cm <sup>3</sup>
<i>area sezione:</i>	$A =$	172,68	cm <sup>2</sup>
<i>area resistente a taglio:</i>	$A_v =$	69,12	cm <sup>2</sup>

Il taglio resistente vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69.12 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1349.22 \text{ kN}$$

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $V_{Ed,SLU} = 5.02 \text{ kN/m} \times 3.065 \text{ m} = 15.39 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 1349.22 \text{ kN}$ .

### 7.6.2 Verifica a flessione monoassiale (retta)

Il momento resistente della coppia di palancole tipo VL 603K in acciaio S355 si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:  $W_{El,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 58 di 105</p>
---	--	-----------------------

$f_{yk}$  la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;  
 $\gamma_{M0}$  il coefficiente per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4, pari a 1.05.

Le caratteristiche geometrico-inerziali della coppia di palancole viene qui di seguito vengono qui di seguito riportate:

**Caratteristiche geometriche inerziali: doppia VL 603K:**

*momento di inerzia:*  $I_{xx} = 23823,60 \text{ cm}^4$   
*modulo di resistenza:*  $W_{el.} = 1489,20 \text{ cm}^3$   
*area sezione:*  $A = 172,68 \text{ cm}^2$   
*area resistente a taglio:*  $A_v = 69,12 \text{ cm}^2$

Il momento resistente vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1489.20 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = 503.49 \text{ kNm}$$

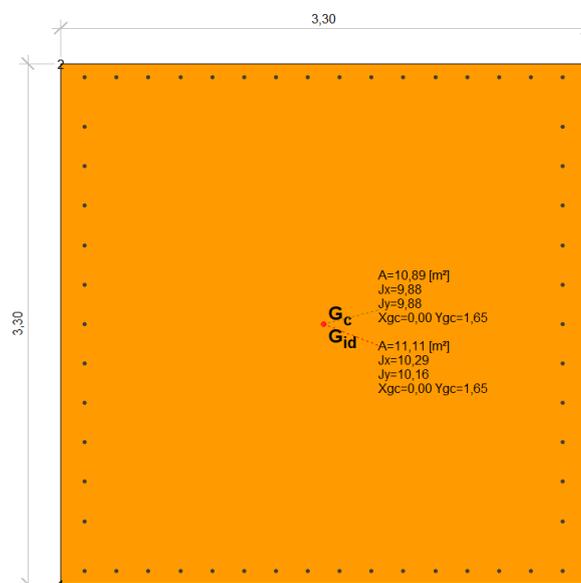
La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $M_{Ed,SLU} = 54.26 \text{ kNm/m} \times 3.065 \text{ m} = 166.31 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 503.49 \text{ kNm}.$

## 7.7 Verifiche strutturali (STR): trave di coronamento

La trave di coronamento, realizzata in calcestruzzo C 35/45, è armata con ferri longitudinali diametro  $\phi 20$  e con staffe a 4 braccia  $\phi 16$  passo 25 cm.

Si evidenzia che le verifiche alla sezione del cordolo in oggetto sono state effettuate considerando le dimensioni della sezione resistente del cordolo, di dimensioni pari a B 3.30 m  $\times$  H 3.30 m, e l'armatura strutturale minima da predisporre così come visibile in figura sottostante.

L'armatura predisposta consiste in: 16 $\phi 20$  a costituire l'armatura longitudinale superiore e inferiore, ferri  $\phi 16$  a costituire l'armatura di bordo e staffe a 4 braccia  $\phi 16$  passo 25 cm come armatura resistente a taglio.



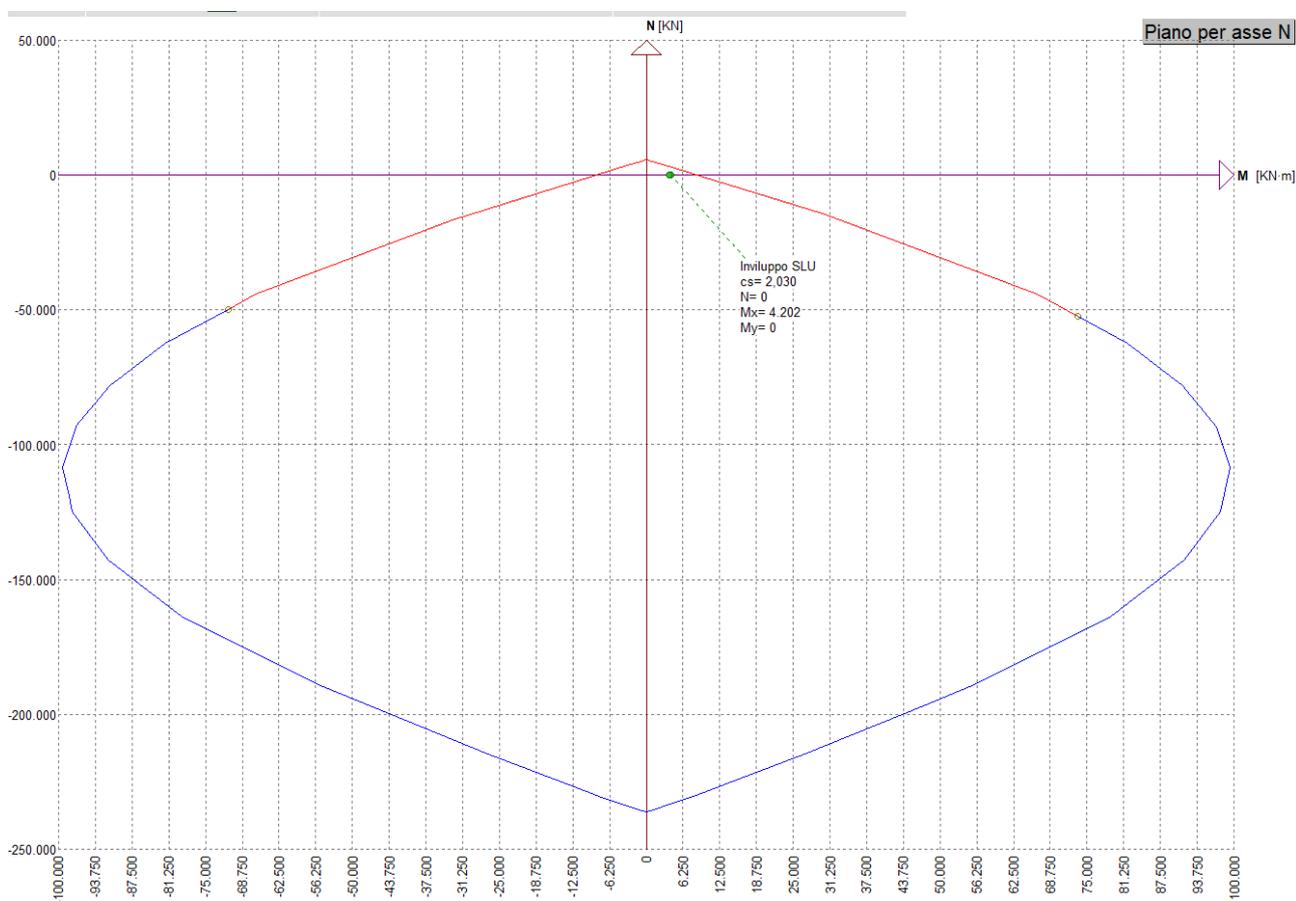


### 7.7.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

#### 7.7.1.1 Verifica a flessione

	Soll. Minima	Def. Limite	Soll. Massima	Def. Limite
N	-236152	-0,0035 (sez)	5665	0,01 (arm)
Mx	-8531	0,01 (arm)	8531	0,01 (arm)
My	-8343	0,01 (arm)	8343	0,01 (arm)

Comb	Descrizione	Coeff. di sicurezza
1	Inviluppo SLU	2,0303
2	Inviluppo SLV	2,2322



La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di momento massima ottenuta dall'inviluppo delle sollecitazioni è pari a  $M_{Ed} = 4201.30$  kNm risulta inferiore alla resistenza di calcolo  $M_{Rd} = 8531.00$  kNm.

#### 7.7.1.2 Verifica a taglio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Elemento privo di armatura a taglio})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{Rottura armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad (\text{Rottura bielle compresse})$$

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 60 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

dove: d: altezza utile della sezione;  
 $b_w$ : larghezza minima della sezione;  
 $A_{sw}$ : area armatura trasversale;  
s: interasse tra due armature trasversali consecutive;  
 $\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali;  
 $\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls;  
 $\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale;  
 $A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa;  
 $k = 1 + (200/d)^{1/2}$ ;  
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$ ;  
 $\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ .

Calcestruzzo:	$\theta$	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$	passo	$\alpha$
	0,79	3,30		0,001	0,25	1,571

Comb	d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
1	3,21	1,249	0,009	0,001	0,00	1,000
2	3,21	1,249	0,009	0,001	0,00	1,000

Comb	Descrizione	$V_{Rd}$	$V_{Rsd}$	$V_{Rcd}$	$V_D$	
1	Inviluppo SLU	3169	2788	50508	948	MAX
2	Inviluppo SLV	3169	2788	50508	766	MIN

La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di taglio massima ottenuta dall'inviluppo delle sollecitazioni è pari a  $V_{Ed} = 948.22$  kN risulta inferiore alla minima resistenza di calcolo  $V_{Rd} = 3169.00$  kN.

## 7.7.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

### 7.7.2.1 Verifica delle tensioni – combinazione caratteristica (rara)

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
1	Combinazione 1	-1521,03	0,00	158327,56	-17968,39		
2	Combinazione 2	-1533,37	0,00	159612,27	-18114,18		

### 7.7.2.2 Verifica a fessurazione – combinazione frequente

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

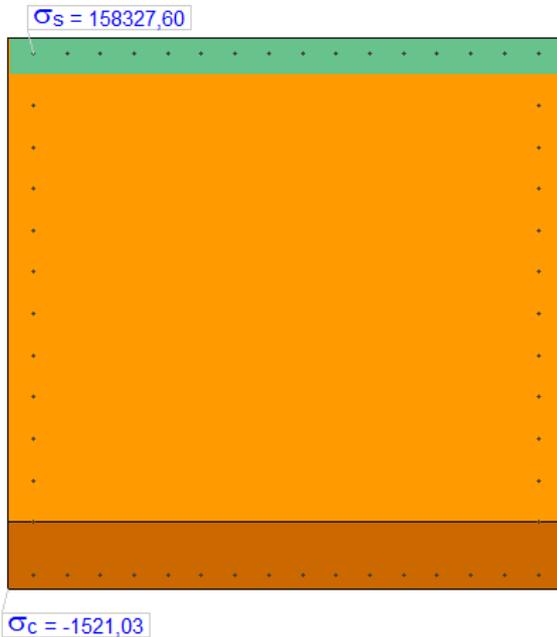
$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:  $S_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE



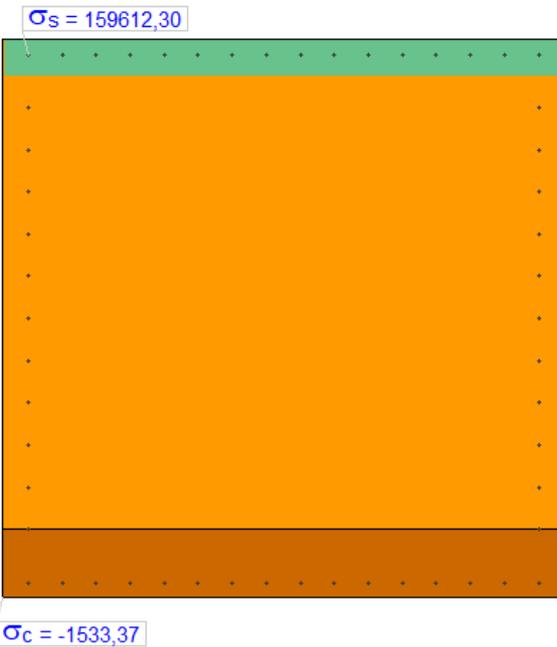
Unità di misura: [L]=m [F]=KN

**Combinazione 1**

M x-x= 3081  
**Sezione parzializzata**  
asse neutro: da x=-1,65 y=0,40  
a x=1,65 y=0,40

J n-n= 0,82  
S n-n= 0,29  
b n-n= 3,30

Ampiezza fessure:  
Wd=0,1819 ( < 0,3000 [mm] )



Unità di misura: [L]=m [F]=KN

**Combinazione 2**

M x-x= 3106  
**Sezione parzializzata**  
asse neutro: da x=-1,65 y=0,40  
a x=1,65 y=0,40

J n-n= 0,82  
S n-n= 0,29  
b n-n= 3,30

Ampiezza fessure:  
Wd=0,1834 ( < 0,3000 [mm] )

comb	A <sub>s,eff</sub>	A <sub>cls,eff</sub>	ρ <sub>eff</sub>	σ <sub>s</sub>	c	Ø <sub>eq</sub>	ε <sub>d</sub> ·10 <sup>3</sup>	K <sub>2</sub>	S <sub>r,max</sub>	W <sub>k</sub>	
1	0,01	0,70	0,0129	122281,83	0,08	18,0	0,367	0,50	0,50	0,0002	(<0,0003)
2	0,01	0,70	0,0129	123274,05	0,08	18,0	0,370	0,50	0,50	0,0002	(<0,0003)

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 62 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 7.8 Verifiche strutturali (STR): tiranti di ancoraggio a barre

### 7.8.1 Verifica di resistenza del tirante a trefoli permanente

Sulla base delle sollecitazioni massime individuate, si procede alle verifiche dei tiranti provvisori e permanenti.

In particolar modo, la massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dall'analisi degli involuppi delle sollecitazioni effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, vale:

- tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm:  
 $E_d = 203.44 \text{ kN}$
- tirante permanente a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm:  
 $E_d = 2261.38 \text{ kN}$
- tirante permanente a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm:  
 $E_d = 2191.54 \text{ kN}$

#### 7.8.1.1 Verifica di resistenza dei tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm

La verifica strutturale (STR) dei tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

Acciaio: B500B D = 32 mm		
Tipologia:	B500B	
Diametro nominale:	$\phi$	32,00 mm
Sezione trasversale:	A	804,00 mm <sup>2</sup>
Peso specifico:	$\rho$	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico:	E	210000,00 MPa
Tensione caratteristica a snervamento:	$f_{0,2k}$	500,00 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk}$	1860,00 MPa
Carico a snervamento:	$F_{yk}$	402,00 kN
Carico ultimo a rottura:	$F_{tk}$	442,00 kN
Coeff. parziale per l'acciaio:	$\gamma_s$	1,15
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{yd} =$	349,57 kN
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{Rd} =$	384,35 kN
Sforzo normale agente:	$N_{Ed} =$	203,44 kN
Rapporto resistenze/sollecitazioni:	$N_{Rd}/N_{Ed} =$	1,89 <b>VERIFICATO</b>

Per la messa in opera dei tiranti di ancoraggio di prima fase si prescrive un valore di pretensione con una forza pari a  $P = 100 \text{ kN}$ , valore che risulta essere inferiore alla massima resistenza di progetto a snervamento.

Tale valore di pretensione comporta un tasso di sfruttamento dell'acciaio pari a circa il 30 % del massimo carico a snervamento ridotto.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 63 di 105</p>
---	--	-----------------------

### 7.8.1.2 Verifica di resistenza dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

La verifica strutturale (STR) dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

Acciaio: S 670/800 D = 75 mm		
Tipologia:	S 670/800	
Diametro nominale:	$\phi$	75,00 mm
Sezione trasversale:	A	4418,00 mm <sup>2</sup>
Peso specifico:	$\rho$	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico:	E	210000,00 MPa
Tensione caratteristica a snervamento:	$f_{0,2k}$	670,00 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk}$	800,00 MPa
Carico a snervamento:	$F_{yk}$	2960,00 kN
Carico ultimo a rottura:	$F_{tk}$	3534,00 kN
Coeff. parziale per l'acciaio:	$\gamma_s$	1,15
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{yd} =$	2573,91 kN
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{Rd} =$	3073,04 kN
Sforzo normale agente:	$N_{Ed} =$	2261,38 kN
Rapporto resistenze/sollecitazioni:	$N_{Rd}/N_{Ed} =$	1,36 <b>VERIFICATO</b>

Per la messa in opera dei tiranti di ancoraggio di prima fase si prescrive un valore di pretensione con una forza pari a  $P = 500$  kN, valore che risulta essere inferiore alla massima resistenza di progetto a snervamento.

Tale valore di pretensione comporta un tasso di sfruttamento dell'acciaio pari a circa il 20 % del massimo carico a snervamento ridotto.

### 7.8.1.3 Verifica di resistenza dei tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

La verifica strutturale (STR) dei tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

Acciaio: Acciaio: S 670/800 D = 75 mm		
Tipologia:	S 670/800	
Diametro nominale:	$\phi$	75,00 mm
Sezione trasversale:	A	4418,00 mm <sup>2</sup>
Peso specifico:	$\rho$	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico:	E	210000,00 MPa
Tensione caratteristica a snervamento:	$f_{0,2k}$	670,00 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk}$	800,00 MPa
Carico a snervamento:	$F_{yk}$	2960,00 kN
Carico ultimo a rottura:	$F_{tk}$	3534,00 kN

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 64 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

Coeff. parziale per l'acciaio:	$\gamma_s$	1,15
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{yd} =$	2573,91 kN
Resistenza di progetto a rottura:	$N_{Rd} =$	3073,04 kN
Sforzo normale agente:	$N_{Ed} =$	2191,54 kN
Rapporto resistenze/sollecitazioni:	$N_{Rd}/N_{Ed} =$	1,40 <b>VERIFICATO</b>

Per la messa in opera dei tiranti di ancoraggio di prima fase si prescrive un valore di pretensione con una forza pari a  $P = 500$  kN, valore che risulta essere inferiore alla massima resistenza di progetto a snervamento.

Tale valore di pretensione comporta un tasso di sfruttamento dell'acciaio pari a circa il 20 % del massimo carico a snervamento ridotto.

### 7.8.2 Verifica di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione

#### 7.8.2.1 Verifica di aderenza dei tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B $D = 32$ mm

L'aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d$$

dove:  $D_s = 32$  mm è il diametro della barra di acciaio;

$L_f = 17.70$  m è la lunghezza del bulbo di fondazione;

$\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$  è la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

$f_{ctk} = 1.79$  MPa è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$\eta = \begin{cases} 1, & \text{se } \varphi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132 - \varphi}{100}, & \text{se } \varphi > 32 \text{ mm} \end{cases}$  è un coefficiente amplificativo.

Per i tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B  $D = 32$  mm si determina un valore di tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo pari a  $\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 2.685$  MPa da cui si ricava un valore di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione pari a  $N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d = 4777.68$  kN.

Il valore calcolato è superiore alla resistenza di progetto a rottura  $N_{Rd}$  e, pertanto, la verifica è soddisfatta.

#### 7.8.2.2 Verifica di aderenza dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 $D = 75$ mm

L'aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d$$

dove:  $D_s = 75$  mm è il diametro della barra di acciaio;

$L_f = 20.8$  m è la lunghezza del bulbo di fondazione;

$\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$  è la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

$f_{ctk} = 1.79$  MPa è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 65 di 105</p>
---	--	-----------------------

$$\eta = \begin{cases} 1, & \text{se } \varphi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\varphi}{100}, & \text{se } \varphi > 32 \text{ mm} \end{cases} \text{ è un coefficiente amplificativo.}$$

Per i tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm si determina un valore di tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo pari a  $\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.530 \text{ MPa}$  da cui si ricava un valore di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione pari a  $N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d = 7498.35 \text{ kN}$ .

Il valore calcolato è superiore alla resistenza di progetto a rottura  $N_{Rd}$  e, pertanto, la verifica è soddisfatta.

### 7.8.2.3 Verifica di aderenza dei tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

L'aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d$$

dove:  $D_s = 75 \text{ mm}$  è il diametro della barra di acciaio;

$L_f = 20.3 \text{ m}$  è la lunghezza del bulbo di fondazione;

$\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$  è la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

$f_{ctk} = 1.79 \text{ MPa}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$$\eta = \begin{cases} 1, & \text{se } \varphi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\varphi}{100}, & \text{se } \varphi > 32 \text{ mm} \end{cases} \text{ è un coefficiente amplificativo.}$$

Per i tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm si determina un valore di tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo pari a  $\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.530 \text{ MPa}$  da cui si ricava un valore di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione pari a  $N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d = 7318.10 \text{ kN}$ .

Il valore calcolato è superiore alla resistenza di progetto a rottura  $N_{Rd}$  e, pertanto, la verifica è soddisfatta.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 66 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 7.9 Verifiche geotecniche (GEO)

### 7.9.1 Verifica di stabilità globale

Per le paratie la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo VSP, modulo di Paratie Plus 2021 della società Harpaceas, con riferimento al *metodo dell'equilibrio limite globale*.

Il codice di calcolo ricerca la superficie di scorrimento caratterizzata dal valore minimo del coefficiente di sicurezza FS, dato dal rapporto tra il momento stabilizzante  $M_S$  e ribaltante  $M_R$ , applicando il metodo di *Janbu* e definendo la superficie critica di scivolamento per tentativi a seguito della definizione di una griglia dei centri di rotazione.

L'azione di progetto ( $E_d$ ) dovuta al momento ribaltante viene valutata, secondo quanto prescritto dalle NTC 2018, con riferimento ai coefficienti parziali "A2". La resistenza di progetto del sistema geotecnico ( $R_d$ ) dovuta al momento stabilizzante viene valutata con riferimento ai coefficienti parziali sui materiali "M2" e sulle resistenze "R2". Pertanto, nel calcolo vengono utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti da quelli caratteristici applicando i coefficienti parziali  $\gamma'_c = \gamma'_\phi = 1.25$  alla coesione efficace e alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio e  $\gamma_{cu} = 1.40$  alla coesione non drenata; la resistenza così ottenuta va ulteriormente divisa per il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R = 1.00$  secondo quanto previsto al § 6.5.3.1.2 della NTC 2018.

Vengono di seguito riportate le potenziali superfici di scorrimento e la superficie critica per le condizioni:

1. fondale alla quota -13.50 m s.l.m. e carico perm. pavimentazione di 27.20 kN/m<sup>2</sup>;
2. fondale alla quota -13.50 m s.l.m., carico perm. pavimentazione di 27.20 kN/m<sup>2</sup> e sisma allo SLV.



La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta ai sensi della NTC 2018 per entrambe le condizioni analizzate; infatti, si ottengono valori del fattore di sicurezza FS > 1.10.

### 7.9.2 Verifica di capacità portante: carichi assiali

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del palo singolo può essere dedotta da metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Secondo quanto riportato in "Analisi e progettazione di fondazioni su pali" di H.G. Poulos, E.H. Davis, studi condotti su pali in roccia da Thorne (1977) evidenziano valori di pressioni ammissibili alla punta variabili da  $0.3q_{um}$  a  $4q_{um}$ , essendo  $q_{um}$  il valore di resistenza alla compressione semplice. Il riferimento alle soluzioni teoriche mostra che assumere una portanza ammissibile alla punta pari a  $0.3q_{um}$  porta ad una progettazione per la quale si ottengono coefficienti di sicurezza di almeno 3 per le rocce fratturate a brevi intervalli, 12 o più per rocce integre.

La resistenza limite di punta in condizione di rottura, secondo gli studi di Thorne per rocce fratturate e considerando una resistenza a compressione del substrato flyschoides integro pari a 30 MPa, vale:

$$R_{k,lim.} = 3 \cdot (0.30 \cdot q_{um}) \cdot A_p = 3 \cdot \left( 0.30 \cdot 30000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot \frac{\pi \cdot (1.78 \text{ m})^2}{4} = 67188.30 \text{ kN}$$

Trascurando a favore di sicurezza la resistenza per attrito laterale del palo, il valore di capacità portante di progetto agli SLU (comb. A1+M1+R3), considerando a favore di sicurezza  $n.1$  verticalei, vale:

$$R_d = \frac{R_{k,lim.}}{\xi \cdot \gamma_b} = \frac{67188.30 \text{ kN}}{1.70 \cdot 1.35} = 29275.95 \text{ kN}$$

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  <b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</b>	Pag. 69 di 105
---	---	----------------

Nel calcolo si è tenuto conto che gli strati più superficiali, a causa della loro deformabilità, non forniscono un contributo resistente ma anzi potrebbero portare ad un incremento del carico assiale sui pali: è cautelativo assumere, per questa situazione, che la quota di nullo sopra la quale agisce l'effetto di attrito negativo coincida con la superficie superiore del substrato flyschoidale, trascurando che la colmata nella zona di bordo agisce solo a contatto con la parete combinata.

Il carico a cui ciascun palo è soggetto è definito dalla somma delle componenti:

1. peso proprio cordolo di coronamento in c.a.:

PESO SPECIFICO:  $\gamma_{CLS} = 25.00 \text{ kN/m}^3$   
 DIMENSIONI:  $B = 3.30 \text{ m}$        $H = 6.30 \text{ m}$      $L = 3.065 \text{ m}$   
 $\gamma_{G1} = 1.30$

CARICO TOT.:  $Q_{CORDOLO} = 2070.94 \text{ kN}$

2. peso proprio del tubolare in acciaio 1820/20 mm:

PESO SPECIFICO:  $PP_{TUBO} = 9.10 \text{ kN/m}$   
 DIMENSIONI:  $L = 22.00 \text{ m}$   
 $\gamma_{G1} = 1.30$

CARICO TOT.:  $Q_{TUBO} = 260.26 \text{ kN}$

3. peso proprio del palo trivellato in C 25/30:

PESO SPECIFICO:  $\gamma_{CLS} = 25.00 \text{ kN/m}^3$   
 DIMENSIONI:  $R = 1.78 \text{ m}$        $L = 40.00 \text{ m}$   
 $\gamma_{G1} = 1.30$

CARICO TOT.:  $Q_{PALO} = 3732.68 \text{ kN}$

4. carico accidentale da gru:

PESO SPECIFICO:  $q = 2000 \text{ kN/m}$   
 DIMENSIONI:  $L = 3.065 \text{ m}$   
 $\gamma_{G1} = 1.50$

CARICO TOT.:  $Q_{ACC.} = 9195.00 \text{ kN}$

Ne deriva un carico sollecitante pari a  $N_{Ed,TOT.} = 15258.88 \text{ kN}$ . La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  $N_{Ed,TOT.} = 15258.88 \text{ kN} < R_d = 29275.95 \text{ kN}$ .

### 7.9.3 Verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto ( $E_d$ ) con la resistenza di progetto ( $R_{ad}$ ), determinata applicando alla resistenza caratteristica  $R_{ak}$  i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella Tab. 6.6.I della normativa tecnica NTC 2018.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio  $R_{ak}$  si può determinare con metodi di calcolo analitici, dai valori caratteristici dei parametri geotecnici dedotti dai risultati di prove in sito e/o di laboratorio; in tale caso, il valore della resistenza caratteristica  $R_{ak}$  è il

minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$  riportati nella Tabella 6.6.III della NTC rispettivamente al valor medio e al valor minimo delle resistenze  $R_{a,c}$  ottenute dal calcolo.

Per la valutazione dei fattori  $\xi_{a3}$  e  $\xi_{a4}$ , si deve tenere conto che i profili di indagine sono solo quelli che consentono la completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo per il terreno di fondazione dell'ancoraggio.

Nel caso in esame, si utilizza un coefficiente parziale  $\gamma_R = 1.2$ , infatti i tiranti saranno di tipo permanente, e un fattore riduttivo  $\xi_{a3} = 1.80$  a favore di sicurezza.

La formula utilizzata per il calcolo della resistenza a sfilamento del bulbo viene di seguito riportata:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R} = \frac{[\pi \cdot D_d \cdot L \cdot \tau] / \xi_{a3}}{\gamma_R}$$

- dove:
- $D_d = \alpha \cdot D_{perf.}$  è il diametro del bulbo di ancoraggio;
  - $L$  è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;
  - $\tau = q_s$  è la tensione tangenziale all'interfaccia bulbo-terreno;
  - $\sigma'_{v,m}$  è la tensione verticale media;
  - $\xi_{a3}$  è un fattore di correlazione in funzione del numero di verticali indagate;
  - $\gamma_R$  è il coefficiente parziale delle resistenze per tiranti di tipo permanente.

### 7.9.3.1 Verifica GEO dei tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm

La verifica geotecnica (GEO) dei tiranti provvisori a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

#### Foglio di calcolo: calcolo $R_{a,d}$ tirante provvisorio a barre tipo GEWI B500B D = 32 mm

Tipologia tirante di ancoraggio: TIRANTE A BARRE PROVVISORIO  
 Diametro perforazione: D = 25,00 cm  
 Coefficiente  $\alpha_d$ :  $\alpha_d = 1,00$   
 Angolo di inclinazione tirante:  $\theta = 45,00^\circ$

		STRATIG. E PARAMETRI GEOTECNICI						CALCOLO $R_{a,k}$					
strato:	natura:	quota [m p.c.] da	spessore a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\sigma'_{v,m}$ [kPa]	L [m]	$D_d$ [m]	$A_{lat.}$ [m <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kPa]	$Q_{lat.}$ [kN]	
CM2	GRANULARE	-4,00 ÷ -9,00	5,00	14,00	22,00	-	10,49		0,25				
CM1	GRANULARE	-9,00 ÷ -14,00	5,00	14,00	22,00	-	31,46		0,25				
F	COESIVO	-14,00 ÷ -17,00	3,00	16,00	13,00	10,00	51,23		0,25				
A1	COESIVO	-17,00 ÷ -26,00	9,00	17,00	20,00	15,00	92,90	12,73	0,25	10,00	51,39	513,68	
A2	COESIVO	-26,00 ÷ -29,50	3,50	17,50	21,00	30,00	138,73	4,95	0,25	3,89	83,00	322,66	
B	GRANULARE	-29,50 ÷ -33,50	4,00	23,00	35,00	-	151,66		0,25				
C	GRANULARE	-33,50 ÷ -40,50	7,00	23,00	32,00	-	224,22		0,25				

$R_{a,k} = 836,34$  kN  
 $\xi = 1,80$   
 $\gamma_{st} = 1,10$   
 **$R_{a,d} = 422,39$  kN**

Resistenza a sfilamento bulbo:  $R_{a,d} = 422,39$  kN  
 Azione di tiro (SLU):  $N_{E,d(SLU)} = 203,44$  kN      **VERIFICATO**

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 71 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

### 7.9.3.2 Verifica GEO dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

La verifica geotecnica (GEO) dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

**Foglio di calcolo: calcolo  $R_{a,d}$  tirante permanente a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm**

Tipologia tirante di ancoraggio: TIRANTE A BARRE TEMPORANEO  
 Diametro perforazione: D = 25,00 cm  
 Coefficiente  $\alpha_d$ :  $\alpha_d = 1,00$   
 Angolo di inclinazione tirante:  $\theta = 45,00^\circ$

strato:	natura:	STRATIG. E PARAMETRI GEOTECNICI					CALCOLO $R_{a,k}$					
		quota [m p.c.] da a	spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\sigma'_{v,m}$ [kPa]	L [m]	$D_d$ [m]	$A_{lat.}$ [m <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kPa]	$Q_{lat.}$ [kN]
CM4	GRANULARE	3,00 ÷ 0,00	3,00	16,50	22,00	-	51,95		0,25	0,00	33,56	
CM3	GRANULARE	0,00 ÷ -4,00	4,00	18,00	22,00	-	78,38		0,25	0,00	50,64	
CM2	GRANULARE	-4,00 ÷ -9,00	5,00	18,00	22,00	-	115,25		0,25	0,00	74,46	
CM1	GRANULARE	-9,00 ÷ -14,00	5,00	18,00	22,00	-	156,22		0,25	0,00	100,92	
F	COESIVO	-14,00 ÷ -17,00	3,00	16,00	13,00	10,00	186,00		0,25	0,00	55,40	
A1	COESIVO	-17,00 ÷ -26,00	9,00	17,00	20,00	15,00	227,66	3,25	0,25	2,55	125,93	<b>321,25</b>
A2	COESIVO	-26,00 ÷ -29,50	3,50	17,50	21,00	30,00	273,50	4,95	0,25	3,89	163,62	<b>636,09</b>
B	GRANULARE	-29,50 ÷ -33,50	4,00	23,00	35,00	-	286,42	5,66	0,25	4,44	470,32	<b>2089,58</b>
C	GRANULARE	-33,50 ÷ -38,41	4,91	23,00	32,00	-	319,38	6,95	0,25	5,46	424,55	<b>2317,42</b>

$R_{a,k} = 5364,34$  kN  
 $\xi = 1,80$   
 $\gamma_{st} = 1,20$

**$R_{a,d} = 2483,49$  kN**

Resistenza a sfilamento bulbo:  $R_{a,d} = 2483,49$  kN  
 Azione di tiro (SLU):  $N_{E,d(SLU)} = 2261,38$  kN **VERIFICATO**

Si evidenzia che il valore della resistenza a sfilamento del bulbo  $R_{a,d} = 2483.49$  kN (GEO) risulta inferiore alla resistenza di progetto a rottura dell'acciaio  $N_{Rd} = 3073.04$  kN (STR); pertanto, viene rispettata la gerarchia delle resistenze secondo quanto previsto dalla normativa tecnica NTC 2018.

### 7.9.3.3 Verifica GEO dei tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

La verifica geotecnica (GEO) dei tiranti permanenti a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

**Foglio di calcolo: calcolo  $R_{a,d}$  tirante permanente a barre 35° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm**

Tipologia tirante di ancoraggio: TIRANTE A BARRE TEMPORANEO  
 Diametro perforazione: D = 25,00 cm  
 Coefficiente  $\alpha_d$ :  $\alpha_d = 1,00$   
 Angolo di inclinazione tirante:  $\theta = 35,00^\circ$

		STRATIG. E PARAMETRI GEOTECNICI					CALCOLO $R_{a,k}$					
strato:	natura:	quota [m p.c.] da a	spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\sigma'_{v,m}$ [kPa]	L [m]	$D_d$ [m]	$A_{lat.}$ [m <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kPa]	$Q_{lat.}$ [kN]
CM4	GRANULARE	3,00 ÷ 0,00	3,00	16,50	22,00	-	51,95		0,25	0,00	33,56	
CM3	GRANULARE	0,00 ÷ -4,00	4,00	18,00	22,00	-	78,38		0,25	0,00	50,64	
CM2	GRANULARE	-4,00 ÷ -9,00	5,00	18,00	22,00	-	115,25		0,25	0,00	74,46	
CM1	GRANULARE	-9,00 ÷ -14,00	5,00	18,00	22,00	-	156,22		0,25	0,00	100,92	
F	COESIVO	-14,00 ÷ -17,00	3,00	16,00	13,00	10,00	186,00		0,25	0,00	55,40	
A1	COESIVO	-17,00 ÷ -26,00	9,00	17,00	20,00	15,00	227,66	2,22	0,25	1,74	125,93	<b>219,68</b>
A2	COESIVO	-26,00 ÷ -29,50	3,50	17,50	21,00	30,00	273,50	6,10	0,25	4,79	163,62	<b>784,18</b>
B	GRANULARE	-29,50 ÷ -33,50	4,00	23,00	35,00	-	286,42	6,97	0,25	5,48	470,32	<b>2576,04</b>
C	GRANULARE	-33,50 ÷ -36,37	2,87	23,00	32,00	-	305,88	5,00	0,25	3,93	406,60	<b>1596,73</b>

$R_{a,k} = 5176,63$  kN  
 $\xi = 1,80$   
 $\gamma_{st} = 1,20$

**$R_{a,d} = 2396,59$  kN**

Resistenza a sfilamento bulbo:  $R_{a,d} = 2396,59$  kN

Azione di tiro (SLU):  $N_{E,d(SLU)} = 2191,54$  kN **VERIFICATO**

Si evidenzia che il valore della resistenza a sfilamento del bulbo  $R_{a,d} = 2396.59$  kN (GEO) risulta inferiore alla resistenza di progetto a rottura dell'acciaio  $N_{Rd} = 3073.04$  kN (STR); pertanto, viene rispettata la gerarchia delle resistenze secondo quanto previsto dalla normativa tecnica NTC 2018.



## **8 PARETE COMBINATA: SEZIONE "TIPO 2" TRATTO TRASVERSALE VERSO TERRA**

### **8.1 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici**

Con quanto riportato nella relazione geotecnica, la stratigrafia e i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo delle strutture relative alla sezione "tipo 2" (tratto trasversale verso terra) è riassunto nel prospetto seguente:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO			PARAMETRI MECCANICI					
litologia	quota [m s.l.m.]		spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	c <sub>u</sub> [kPa]
	da	a						
<b>CM4</b>	3,80 ÷	1,00	2,80	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM3</b>	1,00 ÷	-4,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM2</b>	-4,00 ÷	-9,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM1</b>	-9,00 ÷	-11,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>F</b>	-11,00 ÷	-14,00	3,00	16,00	13,00	20,00	5,00	10,00
<b>A1</b>	-14,00 ÷	-16,80	9,00	17,00	20,00	30,00	15,00	15,00
<b>B</b>	-16,80 ÷	-21,00	4,00	23,00	35,00	10,00	100,00	-
<b>C</b>	-21,00 ÷	-	-	23,00	32,00	270,00	15000,00	-

Si precisa che nel corso del dimensionamento dell'opera e delle verifiche sia strutturali (STR) che geotecniche (GEO), al fine di considerare la progressiva consolidazione dei materiali di colmata, gli strati che identificano i riempimenti progressivi di colmata **CM1-CM2-CM3-CM4** assumeranno peso specifico maggiore; pertanto, si riporta in seguito la stratigrafia e i parametri geotecnici utilizzati per il calcolo e il dimensionamento delle opere:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO			PARAMETRI MECCANICI					
litologia	quota [m s.l.m.]		spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c' [kPa]	E [MPa]	c <sub>u</sub> [kPa]
	da	a						
<b>CM4</b>	3,80 ÷	1,00	2,80	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM3</b>	1,00 ÷	-4,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM2</b>	-4,00 ÷	-9,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>CM1</b>	-9,00 ÷	-11,00	5,00	14,00	22,00	5,00	5,00	-
<b>F</b>	-11,00 ÷	-14,00	3,00	16,00	13,00	20,00	5,00	10,00
<b>A1</b>	-14,00 ÷	-16,80	9,00	17,00	20,00	30,00	15,00	15,00
<b>B</b>	-16,80 ÷	-21,00	4,00	23,00	35,00	10,00	100,00	-
<b>C</b>	-21,00 ÷	-	-	23,00	32,00	270,00	15000,00	-

All'interno del software di calcolo, tale variazione del peso specifico  $\gamma$  dei materiali di colmata avviene modificando le proprietà dei singoli strati di terreno fase per fase. In questo modo si tiene conto sia del processo di consolidazione progressivo a cui i terreni di colmata sono soggetti sia dell'incremento delle sollecitazioni sulla parete combinata che deriva dall'aumento del peso specifico dei terreni stessi.

	<p style="text-align: center;">Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p style="text-align: right;">Pag. 74 di 105</p>
---	--	--

Inoltre, si specifica che, cautelativamente e nell'ottica di una progettazione a favore di sicurezza, nel corso della definizione dei terreni nel software si è imposto per gli strati costituenti la colmata progressiva un valore iniziale del coefficiente di spinta pari al coefficiente di spinta a riposo  $K_0$ ; solo in seguito alla consolidazione sono stati poi definiti i coefficienti di spinta attiva ( $K_a$ ) e passiva ( $K_p$ ). Il materiale di colmata al momento di immissione in cassa di colmata, infatti, è un materiale rimaneggiato immerso in acqua e pertanto assegnandovi tale coefficiente di spinta  $K_0$  si riesce ad incrementare la spinta del terreno a tergo dell'opera sull'opera stessa.

Nella sezione "tipo 2" (tratto trasversale verso terra) in esame è prevista la realizzazione di una pista di cantiere posizionata nella porzione compresa tra le pareti combinate che costituiscono le casse di colmata 4a e 4b (larghezza di 12 m) alla quota +4.30 m s.l.m. Al fine di realizzare tale pista, si è inserito all'interno del modello della sezione un riempimento compreso tra le pareti combinate realizzato con un terreno dalle buone caratteristiche meccaniche quale una sabbia ghiaiosa; si riportano in seguito le caratteristiche meccaniche considerate per il riempimento:

STRATIGRAFIA DI PROGETTO			PARAMETRI MECCANICI					
litologia	quota [m s.l.m.]		spessore [m]	$\gamma$	$\phi$	$c'$	E	$c_u$
	da	a		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[MPa]	[kPa]
<b>RIEMP</b>	+4.30	÷ -11,00	15,30	21,00	35,00	0,00	30,00	-

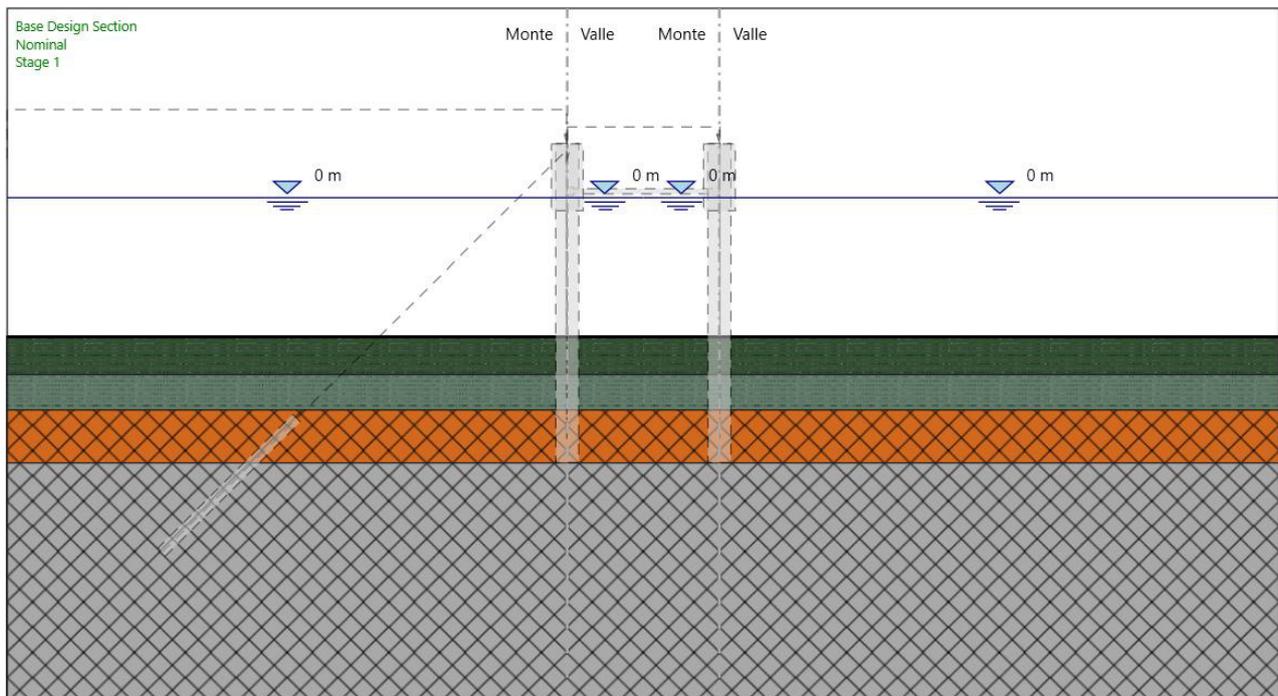
Ai fini del calcolo e delle verifiche STR e GEO secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 si è considerato che all'interno delle pareti combinate, nella porzione in cui si realizzerà la pista di cantiere, la falda sia posizionata e mantenuta ad una quota pari a -3 m s.l.m.



## 8.2 Fasi di calcolo

Si riportano di seguito le fasi di calcolo inizializzate all'interno del software di calcolo ParatiePLUS 22.1 specificando che, graficamente, a sinistra della paratia di sinistra si identifica la cassa di colmata 4a mentre a destra della paratia di destra si identifica la cassa di colmata 4b; quest'ultima, nel corso delle verifiche, viene considerata cautelativamente vuota così da massimizzare spostamenti e sollecitazioni sulle pareti combinate di progetto).

### 8.2.1 Stage 1: condizione iniziale idrostatica



#### SCAVO:

Lato sinistro: -11.00 m s.l.m.  
Centro: -11.00 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

#### FALDA:

Lato sinistro: 0.00 m s.l.m.  
Centro: 0.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

#### ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.



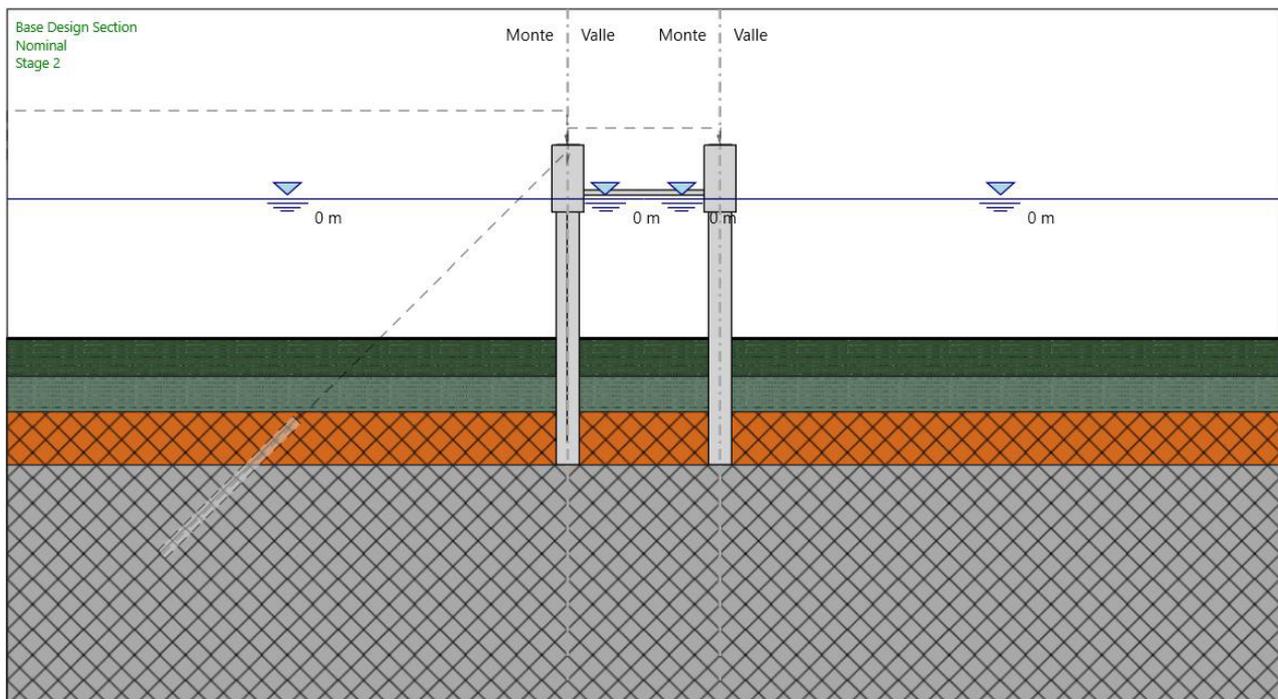
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Tiranti di ancoraggio:  Puntone HE 300M in acciaio S355  
 Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$
- Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

**8.2.2 Stage 2: realizzazione parete combinata tubolare in acciaio 1820/20 mm + palancola tipo doppia VL 603K + puntone di contrasto HE 300M**



SCAVO:

Lato sinistro: -11.00 m s.l.m.  
Centro: -11.00 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato sinistro: 0.00 m s.l.m.  
Centro: 0.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm



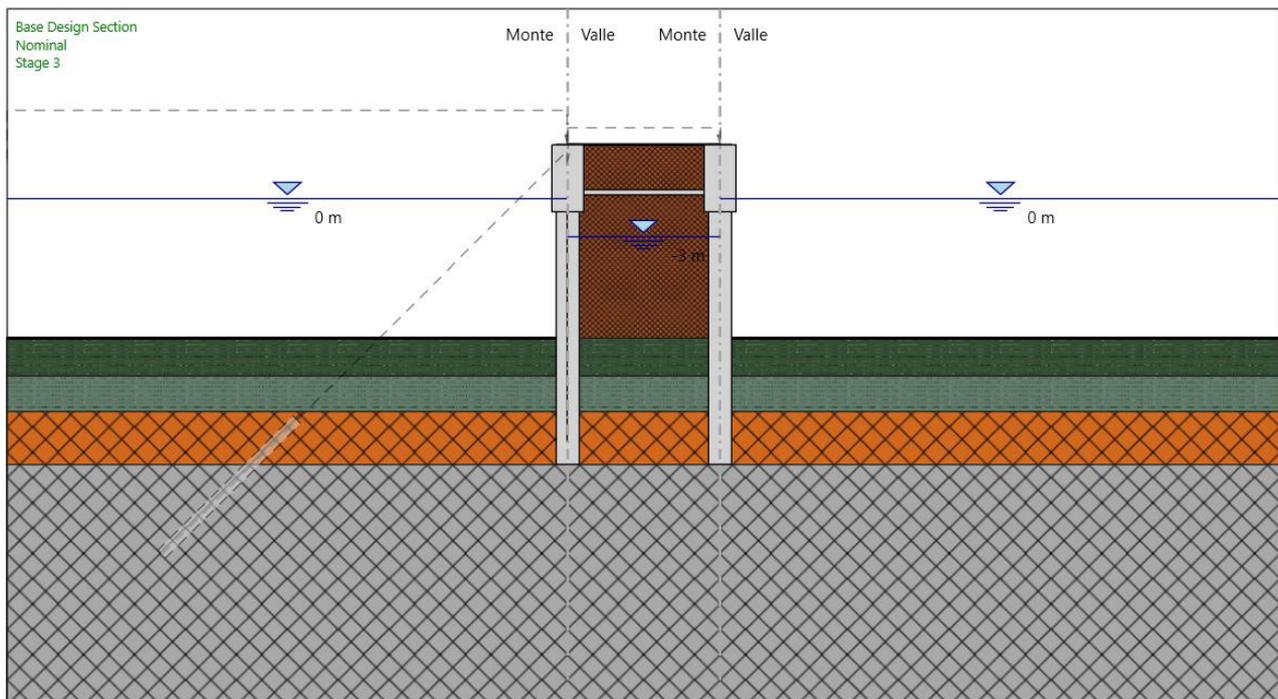
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

- Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.  
Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355  
Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**8.2.3 Stage 3: riempimento e realizzazione della pista di cantiere alla quota +4.30 m s.l.m.**



SCAVO:

Lato sinistro: -11.00 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato sinistro: 0.00 m s.l.m.  
Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.



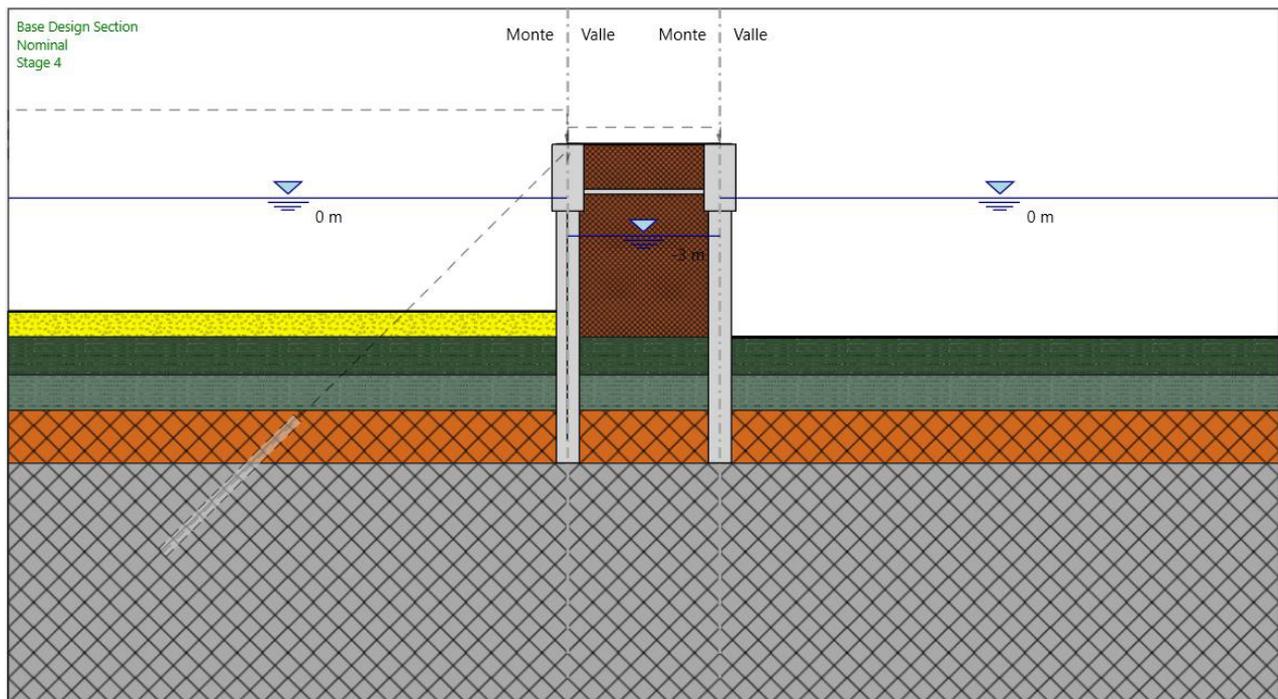
ELEMENTI STRUTTURALI:

- Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.
- Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355
- Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**8.2.4 Stage 4: riempimento di colmata fino a quota -9.00 m s.l.m.**



SCAVO:

- Lato sinistro: -9.00 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

FALDA:

- Lato sinistro: 0.00 m s.l.m.  
Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.





RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Lato destro: 0.00 m s.l.m.

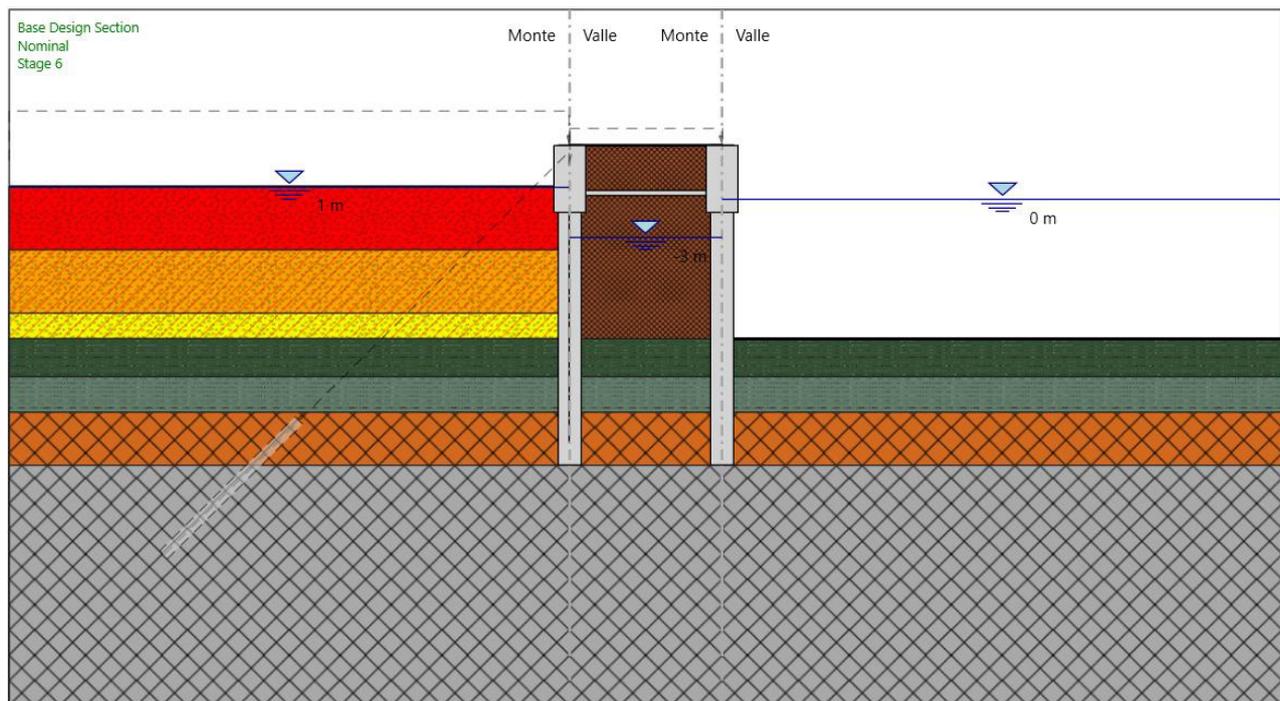
ELEMENTI STRUTTURALI:

- Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.
- Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355
- Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

- Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**8.2.6 Stage 6: riempimento di colmata fino a quota +1.00 m s.l.m.**



SCAVO:

Lato sinistro: +1.00 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato sinistro: +1.00 m s.l.m.



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

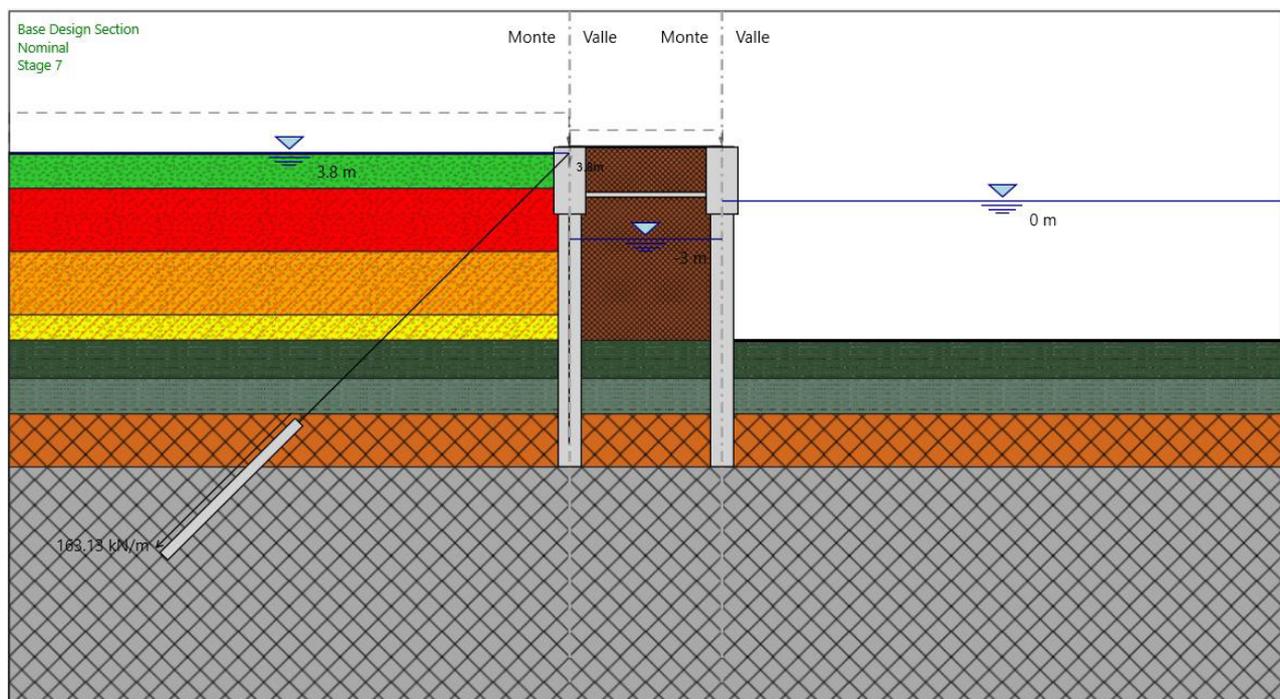
ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.  
Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355  
Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**8.2.7 Stage 7: predisposizione tirante permanente a barre ( $i = 3.065 \text{ m}$ ,  $\alpha = 45^\circ$ ) tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm e riempimento di colmata fino a quota +3.80 m s.l.m.**



SCAVO:

Lato sinistro: +3.80 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.



FALDA:

Lato sinistro: +3.80 m s.l.m.  
Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

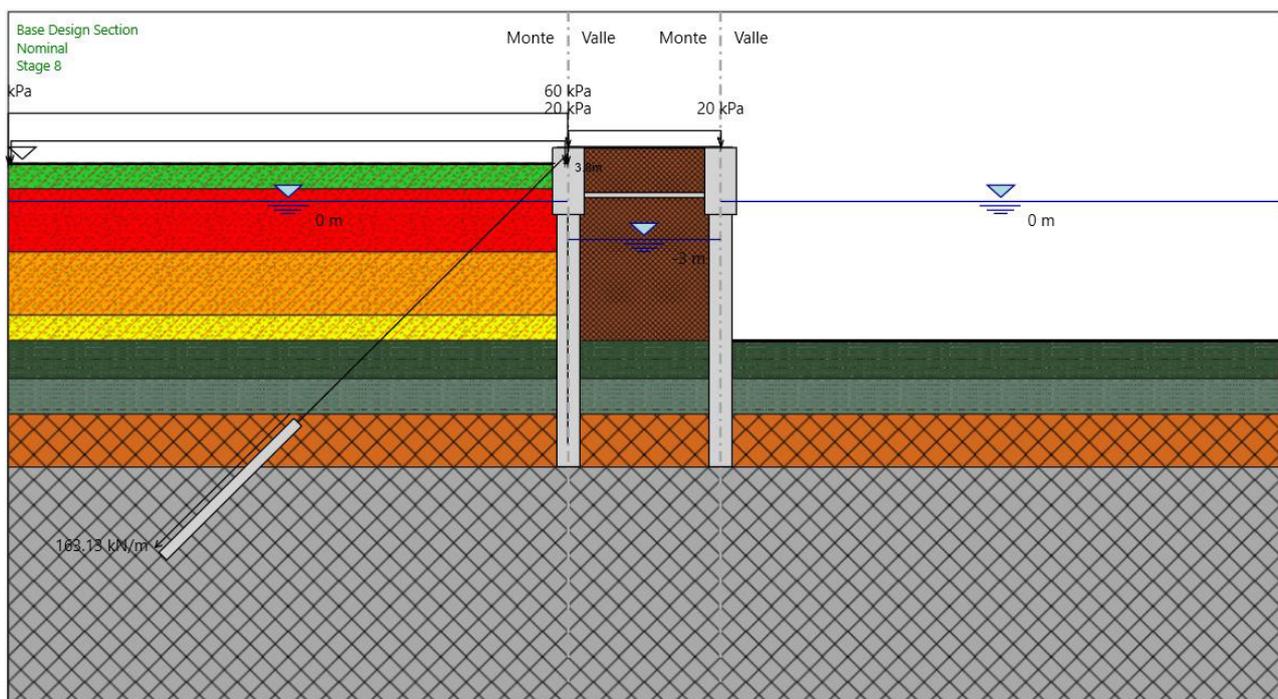
ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.  
Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355  
Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica

**8.2.8 Stage 8: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.), applicazione del carico permanente pavimentazione, del carico distribuito accidentale e del carico distribuito accidentale da traffico**



SCAVO:



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Lato sinistro: +3.00 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

FALDA:

Lato sinistro: +3.00 m s.l.m.  
Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

ELEMENTI STRUTTURALI:

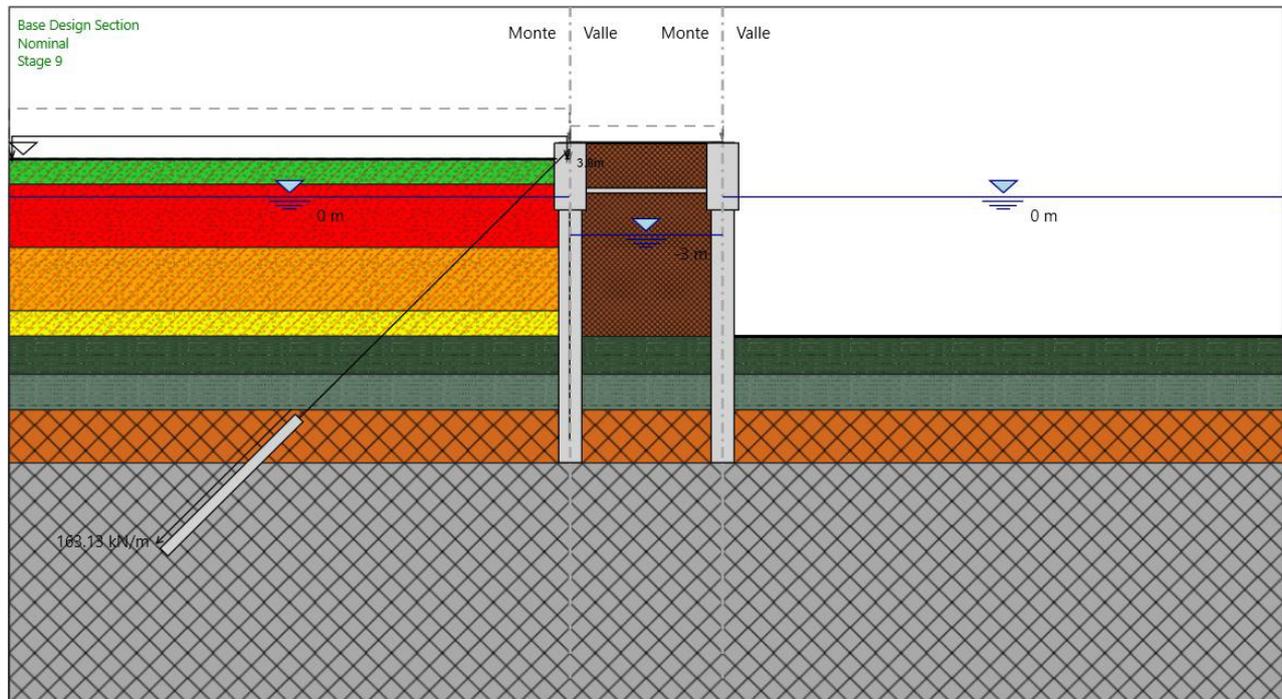
Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.  
Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355  
Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$   
 Azione sismica



### 8.2.9 Stage 9: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.) e applicazione del carico permanente pavimentazione



#### SCAVO:

Lato sinistro: +3.00 m s.l.m.  
Centro: +4.30 m s.l.m.  
Lato destro: -11.00 m s.l.m.

#### FALDA:

Lato sinistro: +3.00 m s.l.m.  
Centro: -3.00 m s.l.m.  
Lato destro: 0.00 m s.l.m.

#### ELEMENTI STRUTTURALI:

Paratie:  Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm  
 Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori)  
 Trave di coronamento in c.a.

Puntoni di contrasto:  Puntone HE 300M in acciaio S355

Tiranti di ancoraggio:  Tiranti permanenti a barre tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

#### AZIONI:

Carico permanente pavimentazione:  $p = 27.20 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale:  $q = 60.00 \text{ kN/m}^2$   
 Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$



- Carico distribuito accidentale da traffico:  $q = 20.00 \text{ kN/m}^2$
- Azione sismica

### 8.3 Risultati del modello

Nei paragrafi successivi si riportano i risultati ottenuti dall'analisi in termini di deformazioni e sollecitazioni.

#### 8.3.1 Analisi degli spostamenti

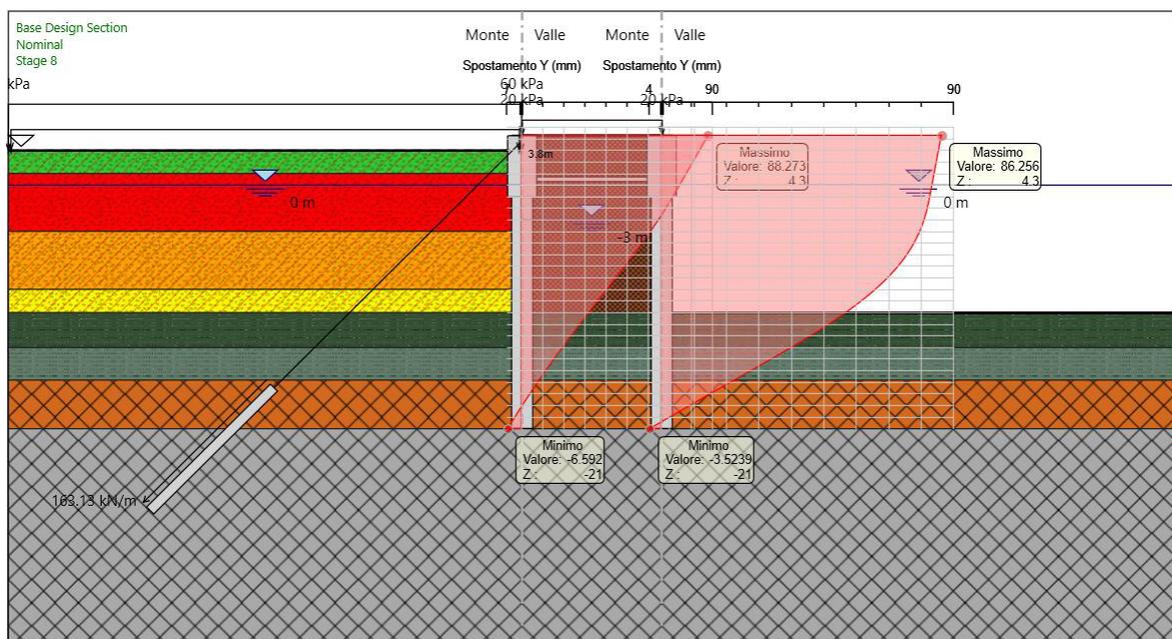
Lo spostamento orizzontale massimo della coppia di pareti combinate costituite da tubolari in acciaio 1820/20 mm + palanca tipo doppia VL 603K + puntone di contrasto HE 300M in acciaio S355 e tirantate, nella condizione di progetto con fondale alla quota di -11.00 m s.l.m. e considerando l'applicazione del carico permanente della pavimentazione di 27.20 kPa, del carico distribuito accidentale di 60.00 kPa a p.c. e del carico distribuito accidentale da traffico di 20.00 kPa in sommità del riempimento, risulta essere pari a circa 8.83 cm.

Considerando inoltre la condizione per la quale agisce l'azione sismica allo SLD e il carico permanente della pavimentazione di 27.20 kPa, si ottiene un valore dello spostamento orizzontale pari a circa 8.78 cm.

Assumendo una altezza complessiva della parete pari a 25.30 m (altezza della parete combinata a modello di calcolo), il valore del massimo spostamento permanente ammissibile si assume pari a  $0,005 \times H$ .

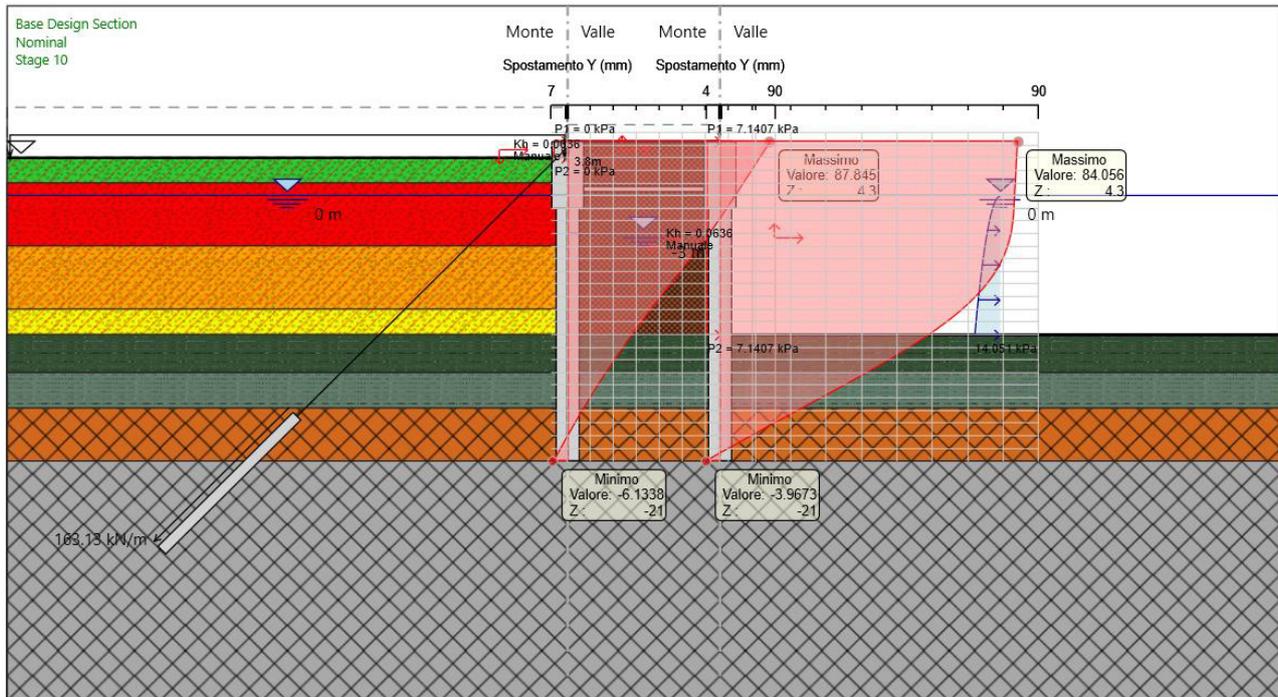
Nel caso qui analizzato il valore limite di spostamento vale  $0.005 \times 25.30 \text{ m} = 12.65 \text{ cm}$ , valore superiore alle deformate ottenute da modello; la verifica di deformabilità risulta soddisfatta rispettando i limiti imposti dalla normativa tecnica al § 7.11.6.3.1.

STAGE 8: consolidamento colmata (quota +3.00 m s.l.m.), applicazione del carico permanente pavimentazione, del carico distribuito accidentale e del carico distribuito accidentale da traffico





STAGE 10: azione sismica (SLD)



### 8.3.2 Analisi delle sollecitazioni

Si riportano le sollecitazioni ottenute da modello per i diversi elementi strutturali e per i diversi stati limite.

PARETE DI SINISTRA:

Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	1971,05	1516,19	1516,19	1516,19
$T_{Ed}$ [kN/m]	346,31	266,39	266,39	266,39

Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori):

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	31,92	24,56	24,56	24,56
$T_{Ed}$ [kN/m]	5,61	4,31	4,31	4,31

Cordolo in c.a.:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	1302,08	888,99	1098,47	921,68
$T_{Ed}$ [kN/m]	399,96	301,93	364,97	301,93

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 88 di 105</p>
---	--	-----------------------

Tirante permanente a barre 45° tipo GEWI

Plus S 670/800 D = 75 mm:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$N_{ed}$ [kN]	1728,27	1159,28	1362,27	1159,28

PARETE DI DESTRA:

Tubolare in acciaio S355 1820/20 mm:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	1845,94	1419,96	2087,25	1612,19
$T_{ed}$ [kN/m]	373,18	280,45	430,26	329,72

Palancole in acciaio S355 VL 603K (o superiori):

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	29,90	23,00	33,81	26,11
$T_{ed}$ [kN/m]	6,04	4,54	6,97	5,34

Cordolo in c.a.:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$M_{Ed}$ [kNm/m]	462,97	353,69	488,06	386,85
$T_{ed}$ [kN/m]	432,60	324,28	493,73	381,13

PUNTONE DI CONTRASTO:

HE 300M:

	SLU	SLE	SLV	SLD
$N_{ed}$ [kN]	1761,57	1317,41	2020,65	1554,88



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

### 8.3.2.1 Stato Limite Ultimo (SLU)

Diagramma di MOMENTO [kNm/m]

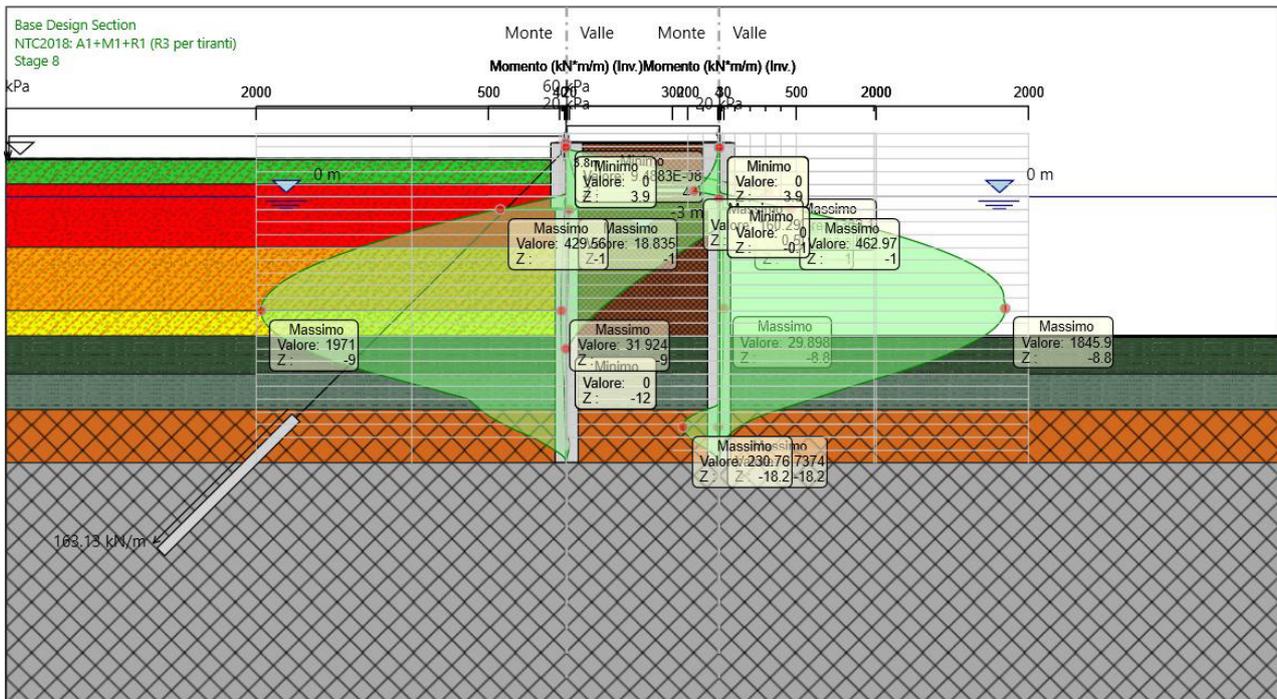
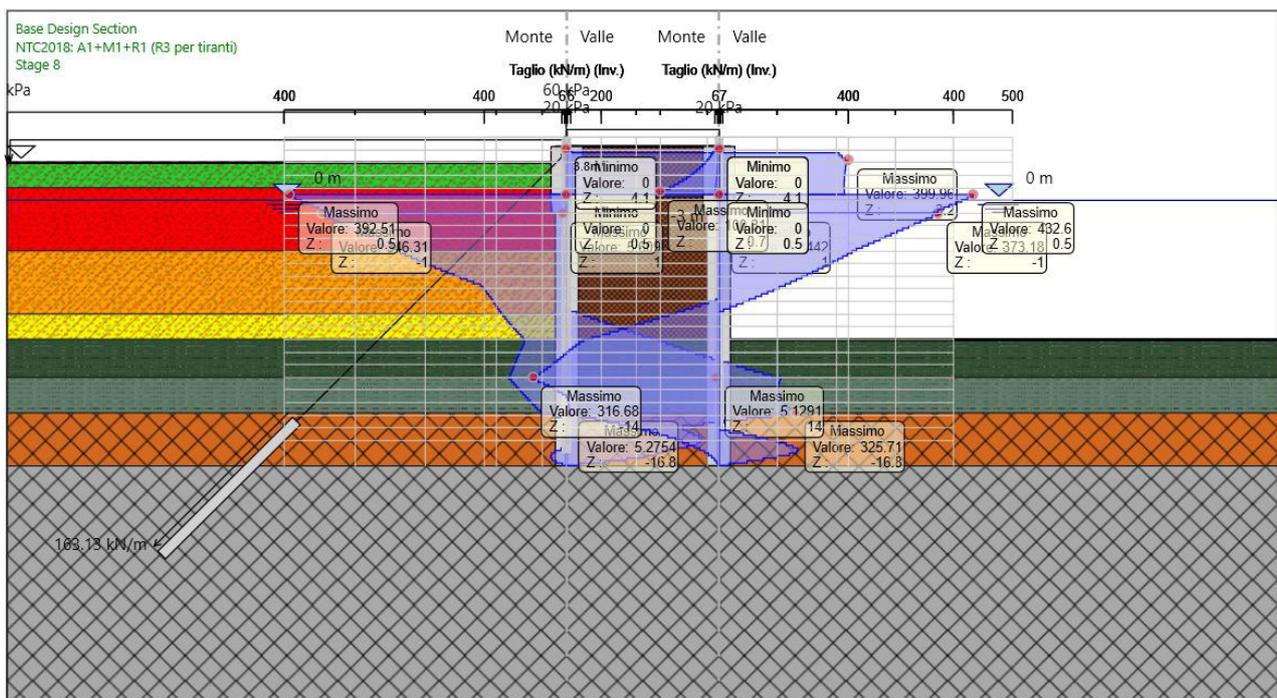


Diagramma di TAGLIO [kN/m]





### 8.3.2.2 Stato Limite di Esercizio (SLE)

Diagramma di MOMENTO [kNm/m]

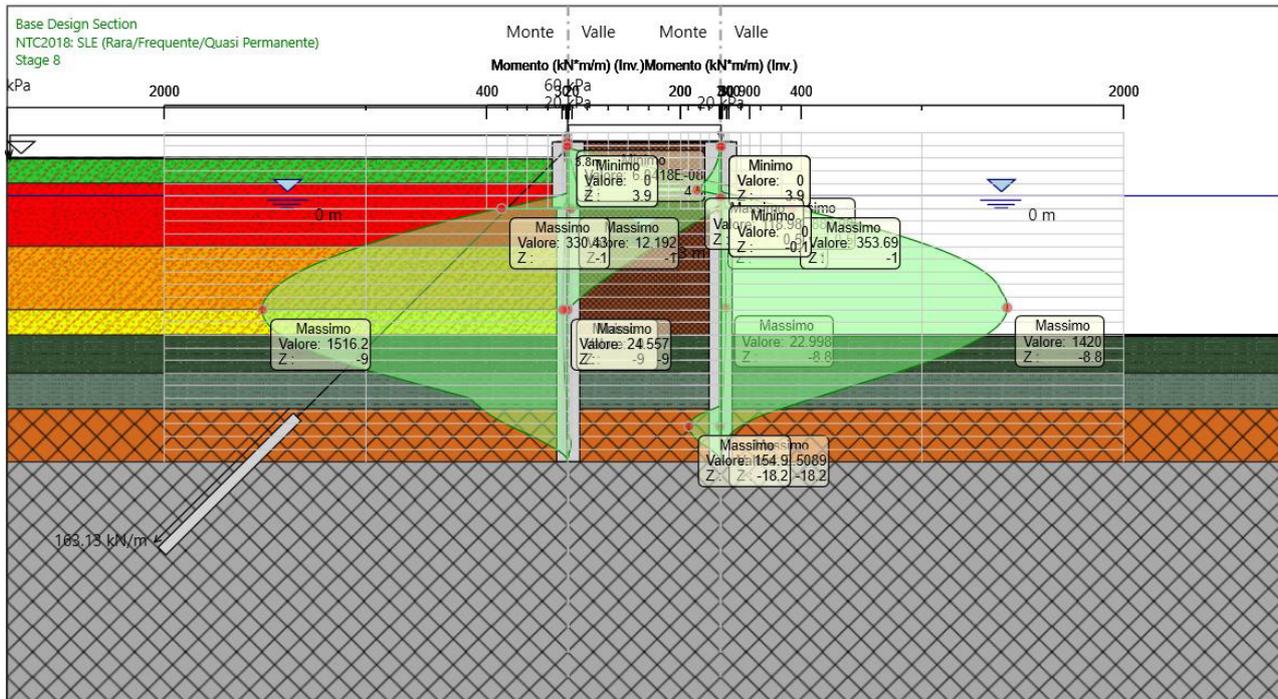
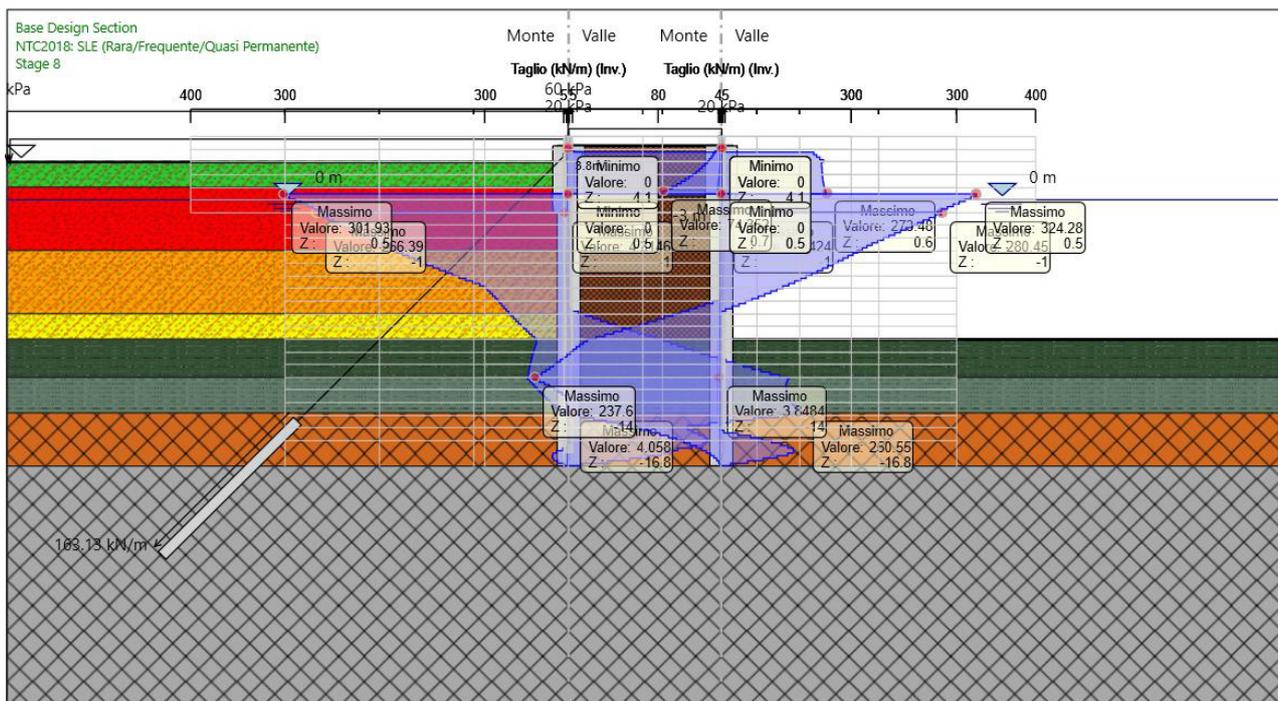


Diagramma di TAGLIO [kN/m]





### 8.3.2.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

Diagramma di MOMENTO [kNm/m]

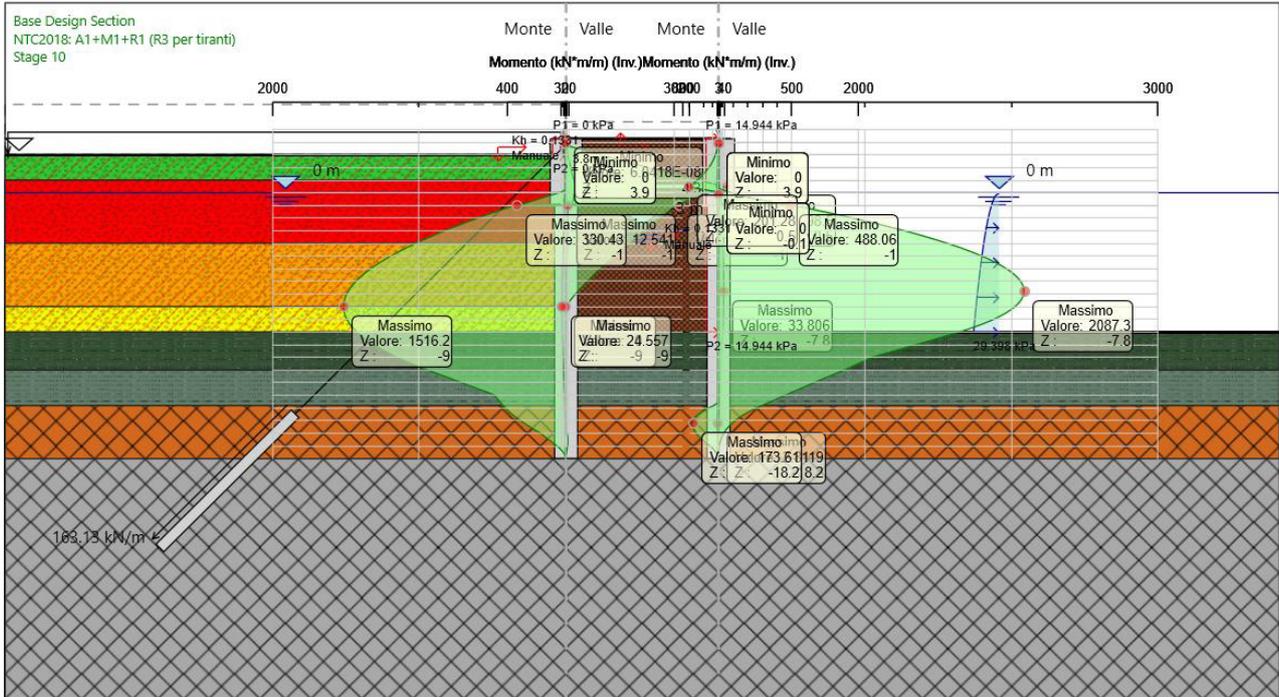
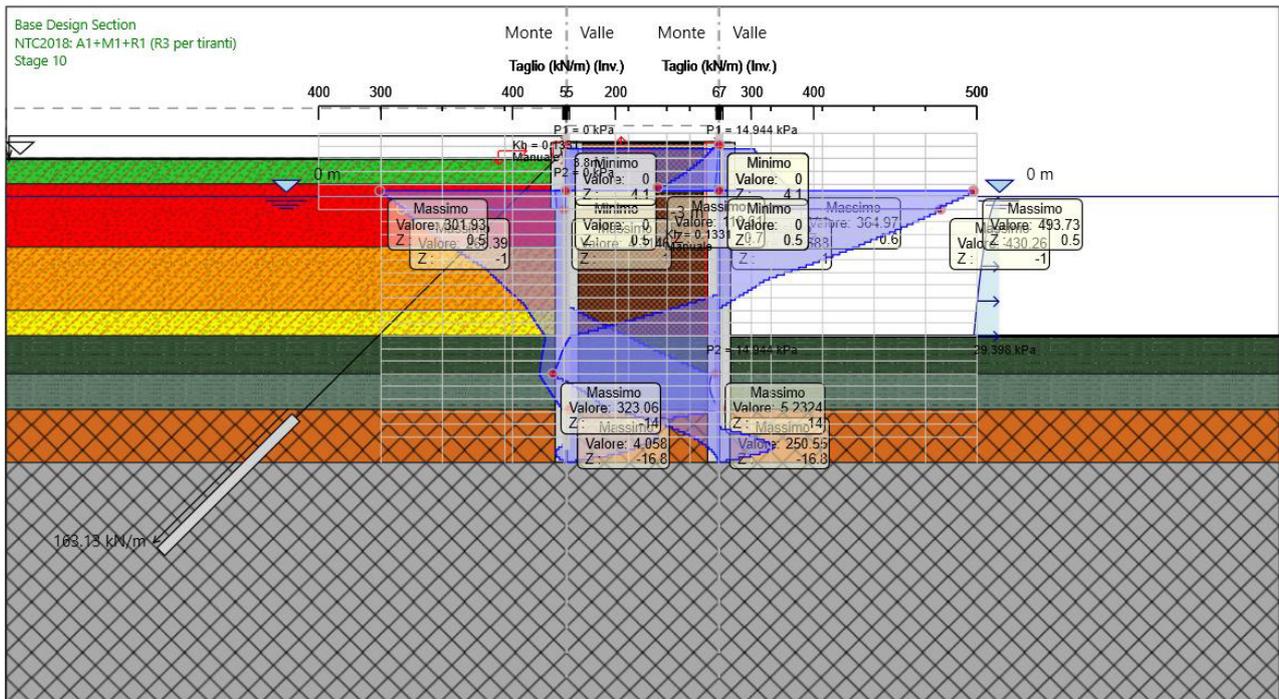


Diagramma di TAGLIO [kN/m]





	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 93 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 8.4 Verifiche strutturali (STR): tubolare in acciaio 1820/20 mm

### 8.4.1 Verifica a taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:  $V_{c,Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{592.85 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 11572.40 \text{ kN}$ , resistenza di progetto a taglio in assenza di torsione;

$$A_V = \frac{2A}{\pi} = \frac{2 \cdot 931.24 \text{ cm}^2}{\pi} = 592.85 \text{ cm}^2, \text{ area resistente a taglio per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme.}$$

La verifica è stata condotta considerando per il calcolo dell'area resistente a taglio ( $A_V$ ) lo spessore ridotto per effetto della corrosione secondo quanto previsto dalla normativa EN 1993-5.

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  $V_{Ed,SLU(\text{parete DX})} = 373.18 \text{ kN/m} \times 3.065 \text{ m} = 1143.80 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 11572.40 \text{ kN}$ .

### 8.4.2 Verifica a flessione monoassiale (retta)

Il momento resistente del tubolare in acciaio 1820/20 mm in acciaio S355 si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:  $W_{El,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;  
 $f_{yk}$  la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;  
 $\gamma_{M0}$  il coefficiente per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4, pari a 1.05.

Le caratteristiche geometrico-inerziali del tubolare viene qui di seguito vengono qui di seguito riportate:

#### Caratteristiche geometriche inerziali: tubolare $\phi 1820/20$ mm (sp. ridotto):

momento di inerzia:	$I_{xx} =$	4581008,00 $\text{cm}^4$
modulo di resistenza:	$W_{el} =$	50535,11 $\text{cm}^3$
area sezione:	$A =$	931,24 $\text{cm}^2$
area resistente a taglio:	$A_V =$	592,85 $\text{cm}^2$

Il momento resistente vale:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{50535.11 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = 17085.68 \text{ kNm}$$

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  $M_{Ed,SLV(\text{parete DX})} = 2087.25 \text{ kNm/m} \times 3.065 \text{ m} = 6397.42 \text{ kNm} < M_{c,Rd} = 17085.68 \text{ kNm}$ .

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 94 di 105</p>
---	--	-----------------------

## 8.5 Verifiche strutturali (STR): palanca doppia tipo VL 603K

### 8.5.1 Verifica a taglio

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:  $V_{c,Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ , resistenza di progetto a taglio in assenza di torsione;

$A_V$ , area resistente a taglio.

Le caratteristiche geometrico-inerziali della coppia di palancole viene qui di seguito vengono qui di seguito riportate:

#### Caratteristiche geometriche inerziali: doppia VL 603K:

momento di inerzia:  $I_{xx} = 23823,60 \text{ cm}^4$

modulo di resistenza:  $W_{el.} = 1489,20 \text{ cm}^3$

area sezione:  $A = 172,68 \text{ cm}^2$

area resistente a taglio:  $A_v = 69,12 \text{ cm}^2$

Il taglio resistente vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{69,12 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1349,22 \text{ kN}$$

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $V_{Ed,SLV(\text{parete DX})} = 6,97 \text{ kN/m} \times 3,065 \text{ m} = 21,36 \text{ kN} < V_{c,Rd} = 1349,22 \text{ kN}$ .

### 8.5.2 Verifica a flessione monoassiale (retta)

Il momento resistente della coppia di palancole tipo VL 603K in acciaio S355 si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove:  $W_{El,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio;

$f_{yk}$  la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio pari a 355 MPa;

$\gamma_{M0}$  il coefficiente per la resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4, pari a 1.05.

Le caratteristiche geometrico-inerziali della coppia di palancole viene qui di seguito vengono qui di seguito riportate:

#### Caratteristiche geometriche inerziali: doppia VL 603K:

momento di inerzia:  $I_{xx} = 23823,60 \text{ cm}^4$

modulo di resistenza:  $W_{el.} = 1489,20 \text{ cm}^3$

area sezione:  $A = 172,68 \text{ cm}^2$

area resistente a taglio:  $A_v = 69,12 \text{ cm}^2$

Il momento resistente vale:



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{El,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1489.20 \text{ cm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = 503.49 \text{ kNm}$$

La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $M_{Ed,SLV(\text{parete DX})} = 33.81 \text{ kNm/m} \times 3.065 \text{ m} = 103.63 \text{ kNm} < M_{pl,Rd} = 503.49 \text{ kNm}$ .

## 8.6 Verifiche strutturali (STR): puntone di contrasto HE 300M

### 8.6.1 Verifica di resistenza delle membrature a trazione

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $N_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove:  $N_{t,Rd}$ , resistenza di progetto a trazione.

La resistenza di progetto a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

- la resistenza plastica di progetto della sezione lorda (A):  $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ ;
- la resistenza di progetto a rottura della sezione netta ( $A_{net}$ ) in corrispondenza dei fori per i collegamenti:  $N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$ .

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza di progetto plastica della sezione lorda ( $N_{pl,Rd}$ ) deve risultare minore della resistenza di progetto a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti ( $N_{u,Rd}$ ).

Il valore della resistenza delle membrature a trazione vale:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{303.10 \text{ cm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1.05} = 10247.67 \text{ kN}$$

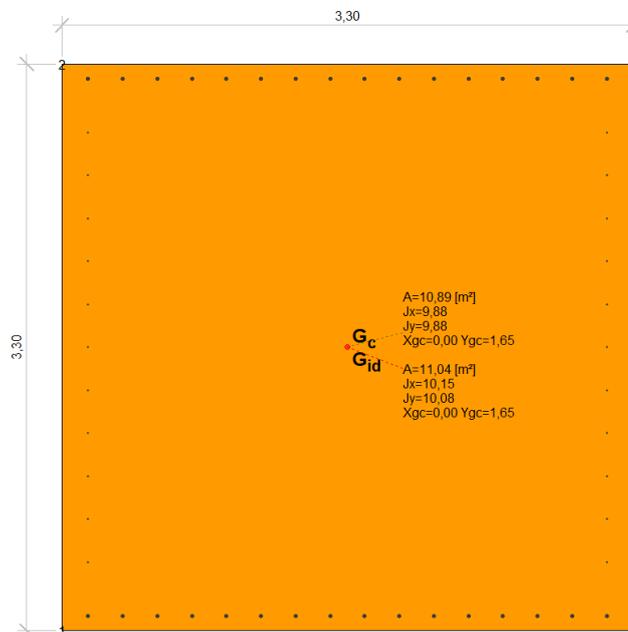
La verifica secondo quanto disposto dalla normativa tecnica NTC 2018 risulta soddisfatta:  
 $N_{Ed,SLV} = 2020.65 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 10247.67 \text{ kN}$ .

## 8.7 Verifiche strutturali (STR): trave di coronamento

La trave di coronamento, realizzata in calcestruzzo C 35/45, è armata con ferri longitudinali diametro  $\phi 16$  e con staffe a 4 bracci  $\phi 16$  passo 25 cm.

Si evidenzia che le verifiche alla sezione del cordolo in oggetto sono state effettuate considerando le dimensioni della sezione resistente del cordolo, di dimensioni pari a B 3.30 m  $\times$  H 3.30 m, e l'armatura strutturale minima da predisporre così come visibile in figura sottostante.

L'armatura predisposta consiste in: 16 $\phi 16$  a costituire l'armatura longitudinale superiore e inferiore, ferri  $\phi 14$  a costituire l'armatura di bordo e staffe a 4 braccia  $\phi 16$  passo 25 cm come armatura resistente a taglio.



La verifica della sezione viene eseguita considerando, a partire dalle sollecitazioni di entrambe le travi di coronamento delle casse di colmata 4a e 4b, le massime sollecitazioni provenienti dagli involucri del modello in ParatiePLUS 22.1.

### 8.7.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

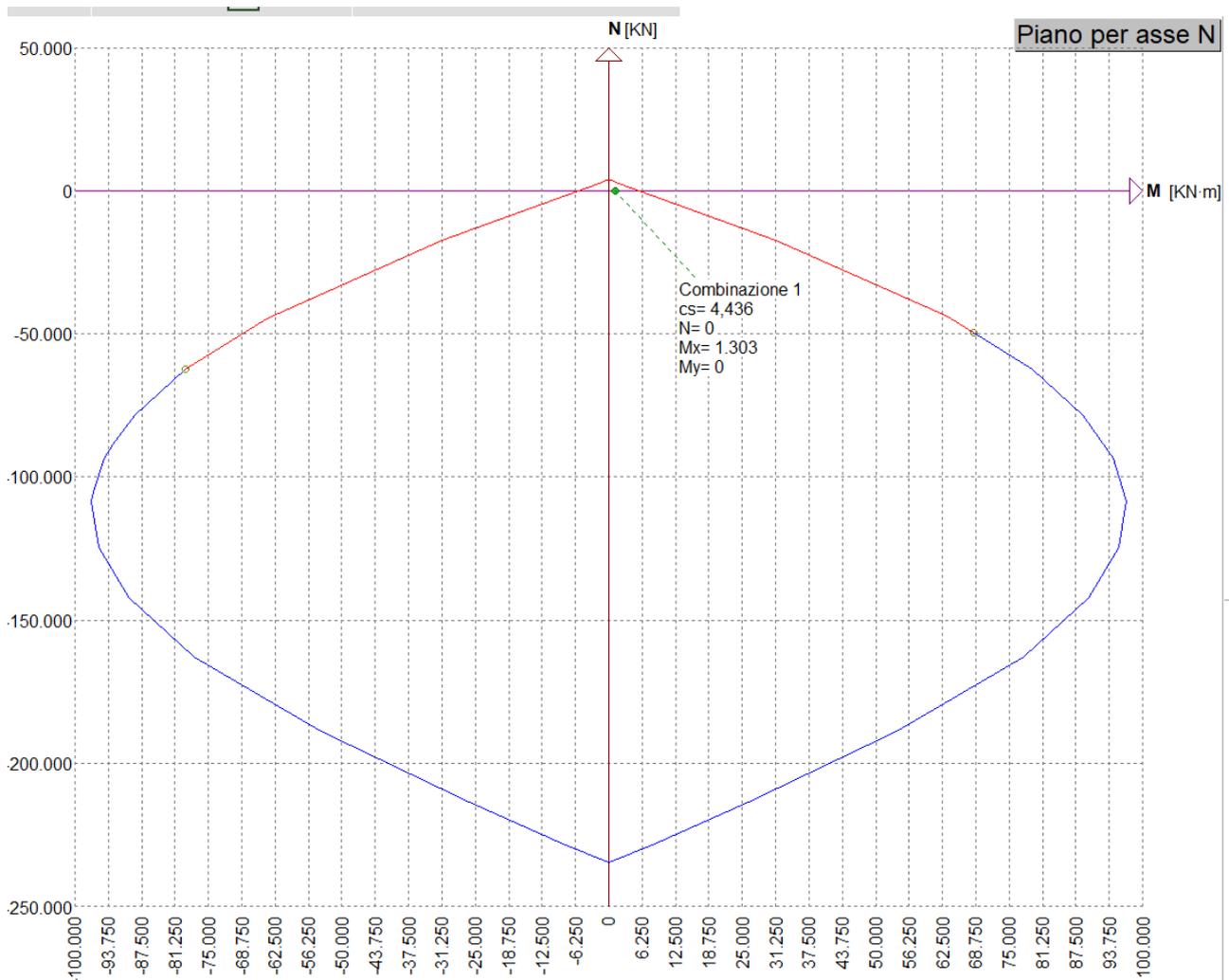
#### 8.7.1.1 Verifica a flessione

	Soll. Minima [kN]	Def. Limite	Soll. Massima [kN]	Def. Limite
N	-234330	-0,0035 (sez)	3843	0,01 (arm)
Mx	-5778	0,01 (arm)	5778	0,01 (arm)
My	-5672	0,01 (arm)	5672	0,01 (arm)

Comb	Descrizione	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	Coeff. di sicurezza
1	Combinazione 1	1302	5778	4,4363



RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE



La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di momento massima ottenuta dall'involuppo delle sollecitazioni è pari a  $M_{Ed} = 1302.08$  kNm risulta inferiore alla resistenza di calcolo  $M_{Rd} = 5778.00$  kNm.

### 8.7.1.2 Verifica a taglio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Elemento privo di armatura a taglio})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad (\text{Rottura armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (\text{Rottura bielle compresse})$$

dove: d: altezza utile della sezione;

$b_w$ : larghezza minima della sezione;

$A_{sw}$ : area armatura trasversale;

s: interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$ : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali;

$\theta$ : inclinazione bielle compresse in cls;

$\alpha_c$ : coefficiente maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale;

$A_{sl}$ : area acciaio in zona tesa;

$$k = 1 + (200/d)^{1/2};$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls};$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d).$$

Calcestruzzo:	$\theta$	$b_w$	Staffe:	$A_{sw}$	passo	$\alpha$
	0,79	3,30		0,001	0,25	1,571

Comb	d	K	$A_{sl}$	$\rho_l$	$\sigma_{cp}$	$\alpha_c$
1	3,21	1,249	0,007	0,001	0,00	1,000

Comb	Descrizione	$V_{Rd}$ [kN]	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_D$ [kN]	verifica
1	Combinazione 1	3169	2788	50508	433	si

La verifica risulta soddisfatta, infatti il valore della sollecitazione di taglio massima ottenuta dall'involuppo delle sollecitazioni è pari a  $V_{Ed} = 432,60$  kN risulta inferiore alla minima resistenza di calcolo  $V_{Rd} = 2788,00$  kN.

### 8.7.2 Verifiche allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

#### 8.7.2.1 Verifica delle tensioni – combinazione caratteristica (rara)

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{s,min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Combinazione 1	-538,83	0,00	67928,32	-6048,63

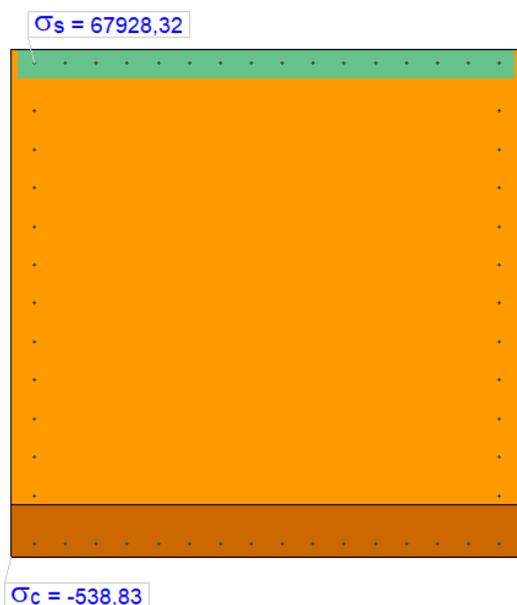
#### 8.7.2.2 Verifica a fessurazione – combinazione frequente

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

dove:  $S_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \varnothing_{eq} / \rho_{eff}$

$$\varepsilon_d = \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$



Unità di misura: [L]=m [F]=KN

#### Combinazione 1

M x-x= 889

#### Sezione parzializzata

asse neutro: da x=-1,65 y=0,34

a x=1,65 y=0,34

J n-n= 0,56

S n-n= 0,21

b n-n= 3,30

Ampiezza fessure:

Wd=0,0738 (< 0,3000 [mm])

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001	Pag. 99 di 105
	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	

comb	A <sub>s,eff</sub> [m <sup>2</sup> ]	A <sub>cl,s,eff</sub> [m <sup>2</sup> ]	ρ <sub>eff</sub>	σ <sub>s</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	C	Ø <sub>eq</sub>	ε <sub>d</sub> ·10 <sup>3</sup>	K <sub>2</sub>	S <sub>r,max</sub>	W <sub>k</sub>	
1	0,01	0,62	0,0107	48958,97	0,08	14,9	0,147	0,50	0,50	0,0001	(<0,0003)

## 8.8 Verifiche strutturali (STR): tiranti di ancoraggio a barre

### 8.8.1 Verifica di resistenza del tirante a trefoli permanente

Sulla base delle sollecitazioni massime individuate, si procede alle verifiche dei tiranti provvisori e permanenti.

In particolar modo, la massima sollecitazione agente sui tiranti, ottenuta dall'analisi degli involucri delle sollecitazioni effettuata con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, vale:

- tirante permanente a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm:

$$E_d = 2355.50 \text{ kN}$$

#### 8.8.1.1 Verifica di resistenza dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm

La verifica strutturale (STR) dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

<b>Acciaio: S 670/800 D = 63.50 mm</b>		
Tipologia:	S 670/800	
Diametro nominale:	φ	63,50 mm
Sezione trasversale:	A	3167,00 mm <sup>2</sup>
Peso specifico:	ρ	78,50 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico:	E	210000,00 MPa
Tensione caratteristica a snervamento:	f <sub>0,2k</sub>	670,00 MPa
Tensione caratteristica di rottura:	f <sub>ptk</sub>	800,00 MPa
Carico a snervamento:	F <sub>yk</sub>	2122,00 kN
Carico ultimo a rottura:	F <sub>tk</sub>	2534,00 kN
Coeff. parziale per l'acciaio:	γ <sub>S</sub>	1,15
Resistenza di progetto a rottura:	N <sub>vd</sub> =	1845,22 kN
Resistenza di progetto a rottura:	N <sub>Rd</sub> =	2203,48 kN
Sforzo normale agente:	N <sub>Ed</sub> =	1728,27 kN
Rapporto resistenze/sollecitazioni:	N <sub>Rd</sub> /N <sub>Ed</sub> =	1,27 <b>VERIFICATO</b>

Per la messa in opera dei tiranti di ancoraggio di prima fase si prescrive un valore di pretensione con una forza pari a P = 500 kN, valore che risulta essere inferiore alla massima resistenza di progetto a snervamento.

Tale valore di pretensione comporta un tasso di sfruttamento dell'acciaio pari a circa il 30 % del massimo carico a snervamento ridotto.

	<p>Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE</p>	<p>Pag. 100 di 105</p>
---	--	------------------------

## 8.8.2 Verifica di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione

### 8.8.2.1 Verifica di aderenza dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm

L'aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione si calcola utilizzando la seguente espressione:

$$N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d$$

dove:  $D_s = 63.50$  mm è il diametro della barra di acciaio;

$L_f = 13$  m è la lunghezza del bulbo di fondazione;

$\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}$  è la tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo;

$f_{ctk} = 1.79$  MPa è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.50$  è il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo;

$\eta = \begin{cases} 1, & \text{se } \varphi \leq 32 \text{ mm} \\ \frac{132-\varphi}{100}, & \text{se } \varphi > 32 \text{ mm} \end{cases}$  è un coefficiente amplificativo.

Per i tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm si determina un valore di tensione tangenziale di aderenza tra acciaio e calcestruzzo pari a  $\tau_d = \frac{2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.84$  MPa da cui si ricava un valore di aderenza all'interfaccia tra acciaio e bulbo di fondazione pari a  $N_u = \pi \cdot D_s \cdot L_f \cdot \tau_d = 4771.83$  kN.

Il valore calcolato è superiore alla resistenza di progetto a rottura  $N_{Rd}$  e, pertanto, la verifica è soddisfatta.

## 8.9 Verifiche geotecniche (GEO)

### 8.9.1 Verifica di stabilità globale

Per le paratie la verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1.1

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo VSP, modulo di Paratie Plus 2021 della società Harpaceas, con riferimento al *metodo dell'equilibrio limite globale*.

Il codice di calcolo ricerca la superficie di scorrimento caratterizzata dal valore minimo del coefficiente di sicurezza FS, dato dal rapporto tra il momento stabilizzante  $M_S$  e ribaltante  $M_R$ , applicando il metodo di *Janbu* e definendo la superficie critica di scivolamento per tentativi a seguito della definizione di una griglia dei centri di rotazione.

L'azione di progetto ( $E_d$ ) dovuta al momento ribaltante viene valutata, secondo quanto prescritto dalle NTC 2018, con riferimento ai coefficienti parziali "A2". La resistenza di progetto del sistema geotecnico ( $R_d$ ) dovuta al momento stabilizzante viene valutata con riferimento ai coefficienti parziali sui materiali "M2" e sulle resistenze "R2". Pertanto, nel calcolo vengono utilizzati i parametri geotecnici di progetto ottenuti da quelli caratteristici applicando i coefficienti parziali  $\gamma'_c = \gamma'_\varphi = 1.25$  alla coesione efficace e alla tangente dell'angolo di resistenza al taglio e

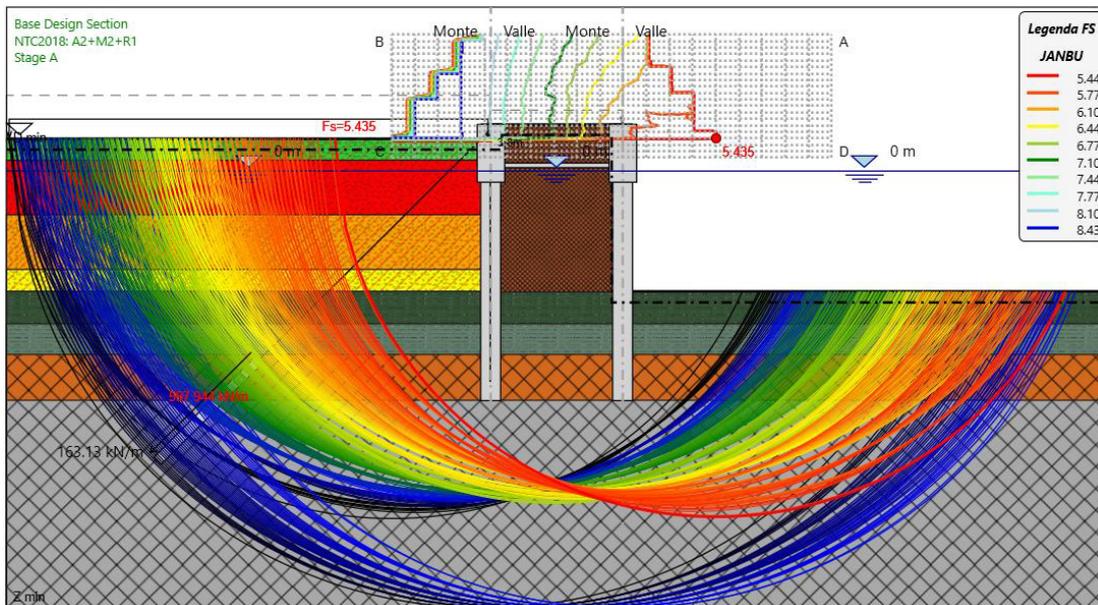


$\gamma_{cu} = 1.40$  alla coesione non drenata; la resistenza così ottenuta va ulteriormente divisa per il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R = 1.00$  secondo quanto previsto al § 6.5.3.1.2 della NTC 2018.

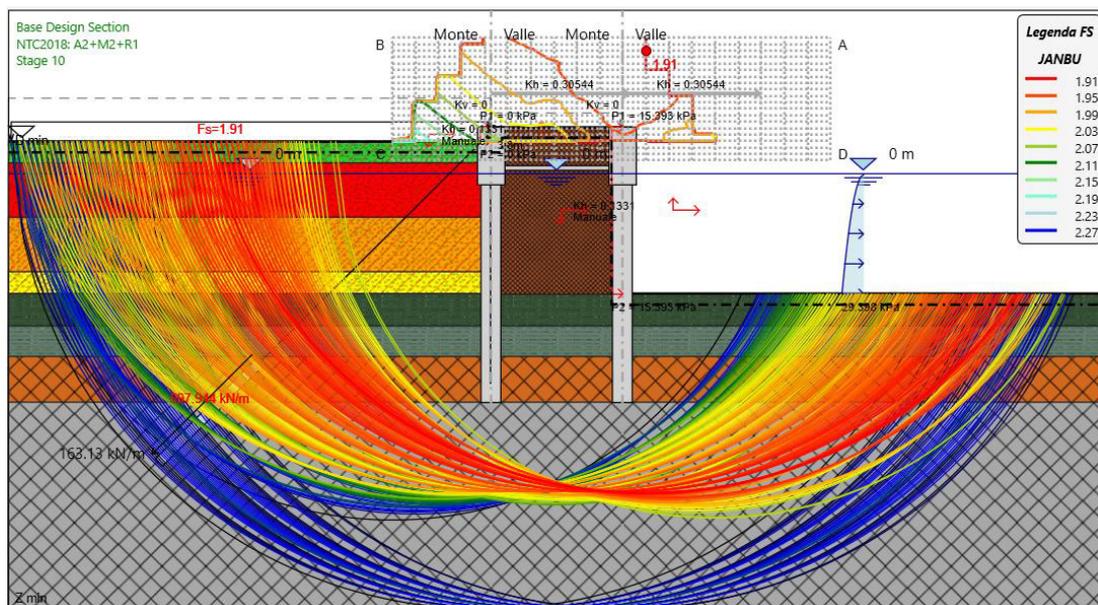
Vengono di seguito riportate le potenziali superfici di scorrimento e la superficie critica per le condizioni:

3. fondale alla quota -11.00 m s.l.m. e carico perm. pavimentazione di 27.20 kN/m<sup>2</sup>;
4. fondale alla quota -11.00 m s.l.m., carico perm. pavimentazione di 27.20 kN/m<sup>2</sup> e sisma allo SLV.

Metodo di JANBU – Condizione STATICA – FS = 5.44



Metodo di JANBU – Condizione SISMICA – FS = 1.91



La verifica di stabilità globale risulta soddisfatta ai sensi della NTC 2018 per entrambe le condizioni analizzate; infatti, si ottengono valori del fattore di sicurezza  $FS > 1.10$ .

### 8.9.2 Verifica a sfilamento del bulbo di ancoraggio

#### 8.9.2.1 Verifica GEO dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm

La verifica geotecnica (GEO) dei tiranti permanenti a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 63.50 mm viene realizzata con un foglio di calcolo interno.

**Foglio di calcolo: calcolo  $R_{a,d}$  tirante permanente a barre 45° tipo GEWI Plus S 670/800 D = 75 mm**

Tipologia tirante di ancoraggio: TIRANTE A BARRE TEMPORANEO  
 Diametro perforazione: D = 25,00 cm  
 Coefficiente  $\alpha_d$ :  $\alpha_d = 1,00$   
 Angolo di inclinazione tirante:  $\theta = 45,00^\circ$

		STRATIG. E PARAMETRI GEOTECNICI					CALCOLO $R_{a,k}$					
strato:	natura:	quota [m p.c.] da a	spessore [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c_u$ [kPa]	$\sigma'_{v,m}$ [kPa]	L [m]	$D_d$ [m]	$A_{lat.}$ [m <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kPa]	$Q_{lat.}$ [kN]
CM4	GRANULARE	4,30 ÷ 0,00	4,30	16,50	22,00	-	62,68	6,08	0,25	4,78	40,49	
CM3	GRANULARE	0,00 ÷ -4,00	4,00	18,00	22,00	-	93,46	5,66	0,25	4,44	60,38	
CM2	GRANULARE	-4,00 ÷ -9,00	5,00	18,00	22,00	-	130,33	7,07	0,25	5,55	84,20	
CM1	GRANULARE	-9,00 ÷ -11,00	2,00	18,00	22,00	-	159,01	2,83	0,25	2,22	102,72	
F	COESIVO	-11,00 ÷ -14,00	3,00	16,00	13,00	10,00	176,49	4,24	0,25	3,33	52,57	
A1	COESIVO	-14,00 ÷ -16,80	2,80	17,00	20,00	15,00	195,85	3,96	0,25	3,11	108,34	
B	GRANULARE	-16,80 ÷ -21,00	4,20	23,00	35,00	-	233,63	5,94	0,25	4,67	383,64	1789,68
C	GRANULARE	-21,00 ÷ -25,91	4,91	23,00	32,00	-	293,76	7,00	0,25	5,50	390,49	2146,84

$$R_{a,k} = 3936,52 \text{ kN}$$

$$\xi = 1,80$$

$$\gamma_{st} = 1,20$$

$$R_{a,d} = 1822,46 \text{ kN}$$

sistenza a sfilamento bulbo:  $R_{a,d} = 1822,46 \text{ kN}$

one di tiro (SLU):  $N_{E,d(SLU)} = 1728,28 \text{ kN}$  **VERIFICATO**

Si evidenzia che il valore della resistenza a sfilamento del bulbo  $R_{a,d} = 2483.49 \text{ kN}$  (GEO) risulta inferiore alla resistenza di progetto a rottura dell'acciaio  $N_{Rd} = 3073.04 \text{ kN}$  (STR); pertanto, viene rispettata la gerarchia delle resistenze secondo quanto previsto dalla normativa tecnica NTC 2018.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	Pag. 103 di 105
---	---	-----------------

## **9 OSSERVAZIONI E CONCLUSIONI**

### **9.1 Prescrizioni sui tiranti di ancoraggio a barre**

#### *9.1.1 Tipologia dei tiranti e campo prove*

In questo specifico caso si è adottata la tecnologia di tiranti a barre autoperforanti vista la necessità di realizzare i tiranti prima del riempimento della colmata; i tiranti a trefoli, viceversa, richiederebbero lunghi tubi guida di sostegno lungo la luce tra la testa del marginamento e i fondali attuali, mentre le barre proposte sono in grado di autosostenersi.

Esperienze di cantieri in cui è stata utilizzata la tecnologia proposta hanno rivelato prestazioni superiori a quelle assunte nel calcolo in termini di diametro reso del bulbo; d'altra parte, mancano evidenze sperimentali in quest'area specifica.

Nel caso di un numero di tiranti complessivamente da realizzare compreso tra 201 e 500, come nel caso in esame, le Norme tecniche per le Costruzioni (DM 14/01/2008) prescrivono l'esecuzione di almeno 8 tiranti di prova, distinti da quelli da realizzare nell'opera finita e non riutilizzabili per impiego successivo. Si dovrà quindi realizzare un campo prove che adempia a queste ed alle altre prescrizioni del DM citato, e che si riferisca a procedure consolidate, quali ad esempio le Raccomandazioni AICAP per gli ancoraggi nei terreni e nelle rocce.

Nell'indisponibilità di un fronte in grado di contrastare le pressioni che derivano dal tiro dei tiranti di prova, si valuta che il campo sperimentale potrà essere realizzato in terra ferma con tiranti subverticali contrastati in superficie da struttura di adeguata resistenza. Prima delle trivellazioni dovrà essere eseguita una prova CPTU di indagine della stratigrafia di riferimento ed assicurarsi di intestare il tirante di prova per almeno la stessa lunghezza dei tiranti di progetto all'interno del flysch integro.

A valle dei risultati del campo prove si potranno valutare ottimizzazioni in merito alle caratteristiche dei tiranti: l'esito delle prove consentirà di determinare quale sia la resistenza ultima del tirante in ragione di quanto diametro effettivamente reso con la perforazione e la successiva iniezione e, dunque, quale debba essere in definitiva la lunghezza e l'interasse del sistema di tiranti.

#### *9.1.2 Compatibilità con gli interventi futuri*

Gli interventi qui proposti sono pienamente compatibili con il progetto degli interventi previsti per le fasi successive al completamento della colmata, sia in termini di prestazioni delle strutture, che di vincoli geometrici sulle poligonali dei palancolati.

Mediante integrazioni strutturali del palancolato e dei sistemi di contrasto, l'opera di marginamento sarà adeguabile alle esigenze derivanti dai futuri carichi in piattaforma, se questi dovessero risultare superiori alle prescrizioni descritte all'interno di questo specifico elaborato di calcolo delle strutture.

	Estensione delle infrastrutture comuni per lo sviluppo del Punto Franco Nuovo nel porto di Trieste - CUP: C94E21000460001  RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	Pag. 104 di 105
---	--	-----------------

## 9.2 Conclusioni

In conclusione, a seguito di quanto descritto e riportato nei capitoli precedenti, si può validare la scelta progettuale di eseguire il marginamento con tubolari metallici in acciaio S355 1820/20 mm e palancole tipo doppia VL 603K (o superiori).

Ai fini di garantire il rispetto dei requisiti prestazionali richiesti dalla normativa tecnica NTC 2018 di riferimento, in termini di resistenza e deformabilità, si è reso necessario l'inserimento di tiranti provvisori e permanenti e puntoni di contrasto per la sezione trasversale interna alla cassa di colmata.

Le verifiche geotecniche e strutturali eseguite sui diversi elementi strutturali che compongono l'opera risultano soddisfatte nel rispetto dei requisiti richiesti da NTC 2018.