



## INTERVENTI PER IL DRAGAGGIO DI 2,3 M m<sup>3</sup> DI SEDIMENTI IN AREA MOLO POLISETTORIALE PER LA REALIZZAZIONE DI UN PRIMO LOTTO DELLA CASSA DI COLMATA FUNZIONALE ALL'AMPLIAMENTO DEL V SPORGENTE DEL PORTO DI TARANTO

### Progetto Esecutivo

## MARGINAMENTO A MARE

### Relazione di calcolo allineamento "BC"

SCALA:

CODICE PROGETTO	CODICE ELABORATO	REV	REP
PUG102	PE STR MM 00 PA RE 02 B	B	513

REVISIONI	REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
	B	Maggio 2016	Nota A.P. Prot. U. 0006807 22/04/2016	Lotti ing/iLS studio		
	A	Gennaio 2016	Emissione	Lotti ing/iLS studio		

Progettisti indicati - R.T.P.:

MANDATARIA



MANDANTE

ingLuigiSeverini.studio  
Ingegneria Italiana

IL PROGETTISTA



Impresa:



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

## INDICE

1	<b>PREMESSA</b> .....	1
2	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	5
3	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b> .....	6
3.1	CALCESTRUZZO.....	6
3.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE.....	7
3.3	ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA.....	7
4	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b> .....	8
5	<b>VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA</b> .....	9
5.1	VITA NOMINALE.....	9
5.2	CLASSE D'USO.....	9
5.3	PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA.....	9
5.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	9
6	<b>CRITERI DI VERIFICA</b> .....	12
7	<b>METODO DI ANALISI – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA</b> .....	16
7.1	CODICE DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	16
7.2	ANALISI A BREVE E A LUNGO TERMINE.....	22
7.3	CARICHI.....	23
7.4	FASI DI CALCOLO.....	25
7.5	RISULTATI DELLE ANALISI.....	26
8	<b>METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE MONOPALO</b> .....	35
8.1	SEZIONE TIPO "5".....	35
8.1.1	Risultati: diagrammi di involuppo.....	36
8.1.2	Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo.....	42

8.1.3	Verifica di deformabilità.....	43
8.1.4	Verifiche strutturali.....	43
8.2	SEZIONE TIPO "6".....	49
8.2.1	Risultati: diagrammi di involuppo.....	50
8.2.2	Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo.....	56
8.2.3	Verifica di deformabilità.....	57
8.2.4	Verifiche strutturali.....	57
8.3	SEZIONE TIPO "7".....	63
8.3.1	Risultati: diagrammi di involuppo.....	64
8.3.2	Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo.....	70
8.3.3	Verifica di deformabilità.....	71
8.3.4	Verifiche strutturali.....	71
8.4	SEZIONE TIPO "8".....	77
8.4.1	Risultati: diagrammi di involuppo.....	78
8.4.2	Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo.....	84
8.4.3	Verifica di deformabilità.....	85
8.4.4	Verifiche strutturali.....	85
<b>9</b>	<b>METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE DIAFRAMMA.....</b>	<b>91</b>
9.1	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	91
9.2	CODICE DI CALCOLO.....	94
9.3	FASI COSTRUTTIVE.....	99
9.4	ANALISI DEI CARICHI DEI DIAFRAMMI.....	101
9.4.1	Diagramma di pressioni esterne.....	101
9.4.2	Diagramma di pressioni interne.....	105
9.4.3	Distorsioni di progetto.....	106
9.5	COMBINAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI.....	107
9.6	RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 5.....	108
9.6.1	Stato di tensione assiale.....	108
9.6.1.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni.....	109
9.6.1.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni.....	111
9.6.2	Stato di tensione tangenziale.....	113
9.6.2.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere.....	113

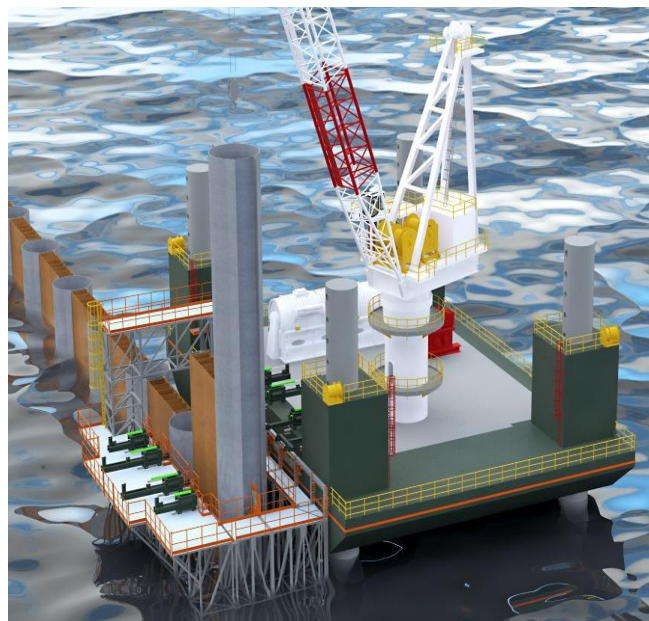
9.6.2.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	115
9.6.3	Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere .....	117
9.6.4	Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti .....	119
9.6.5	Verifica di deformabilità in esercizio (SLE) .....	120
9.7	RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 6 .....	121
9.7.1	Sato di tensione assiale .....	121
9.7.1.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni	122
9.7.1.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	124
9.7.2	Stato di tensione tangenziale .....	126
9.7.2.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere	126
9.7.2.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	128
9.7.3	Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere .....	130
9.7.4	Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti .....	132
9.7.5	Verifica di deformabilità in esercizio (SLE).....	133
9.8	RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 7 .....	134
9.8.1	Sato di tensione assiale .....	134
9.8.1.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni	135
9.8.1.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	137
9.8.2	Stato di tensione tangenziale .....	139
9.8.2.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere	139
9.8.2.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	141
9.8.3	Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere .....	143
9.8.4	Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti .....	145
9.8.5	Verifica di deformabilità in esercizio (sle).....	146
9.9	RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 8 .....	147
9.9.1	Sato di tensione assiale .....	147
9.9.1.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni	148
9.9.1.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	150
9.9.2	Stato di tensione tangenziale .....	152
9.9.2.1	Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere	152
9.9.2.2	Stato tensionale prodotto dalle distorsioni	154
9.9.3	Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere .....	156
9.9.4	Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti .....	158
9.9.5	Verifica di deformabilità in esercizio (SLE).....	159
<b>10</b>	<b>METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE GARGAME.....</b>	<b>160</b>

10.1	DESCRIZIONE .....	160
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	161
10.3	SOLLECITAZIONI .....	168
10.4	VERIFICHE .....	172

## 1 PREMESSA

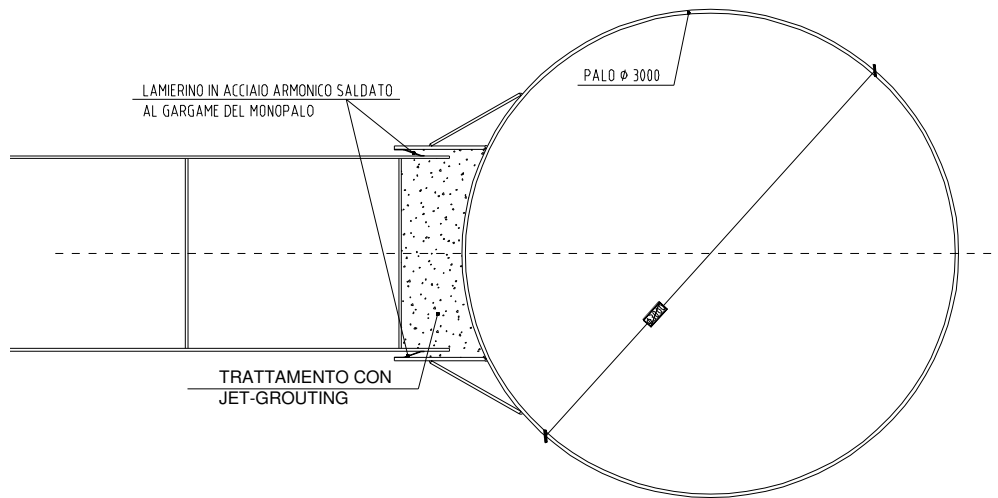
La presente relazione illustra le verifiche della paratia sulla tratta BC nell'ambito del marginamento a mare da realizzare per i lavori denominati "Interventi per il dragaggio di 2,3 Mm<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V sporgente del Porto di Taranto".

La soluzione progettata per il confinamento a mare della cassa di colmata prevede una struttura semplificata ad andamento lineare rettilineo lungo i due lati a mare. Tale struttura stagna (cofferdam), è costituita da una sequenza di monopali in acciaio di grande diametro e di diaframmi a doppia parete stagna sempre in acciaio. I monopali, profondamente infissi nelle argille impermeabili grigio-azzurre (lunghezze di infissione di circa 10 metri mediante vibroinfissore), assolvono, sin dalle prime fasi di costruzione, alle esigenze di resistenza strutturale necessaria. I monopali sono dotati di nervature verticali aventi funzione di guide strutturali nelle quali vengono inseriti diaframmi a mo' di "cassetto".



In corso di esecuzione verrà messa in opera una strumentazione per il controllo geotecnico e strutturale.

Il collegamento-guida tra monopalo e diaframma deve avere una tenuta idraulica garantita fino alla quota di +2.0 m s.l.m.m. (quota costituente l'estradosso del marginamento).



Collegamento diaframma-monopalo

L'andamento lineare e rettilineo della struttura consente l'utilizzo di semplici dime di montaggio che, per loro stessa conformazione, velocizzano e semplificano l'allineamento dell'intera opera.

L'interasse di ogni modulo, palo-diaframma, è di 8.90 m. I monopali verranno infissi alla profondità necessaria a garantire un'adeguata portanza, variabile a seconda delle stratigrafie puntuali che verranno riscontrate in sede di progettazione. I diaframmi verranno infissi invece per almeno due metri nelle argille grigio-azzurre.

Il confinamento che si propone, prevede inoltre la realizzazione di una struttura di coronamento in c.a., posta in testa sino a quota + 3,50 m s.l.m.m., progettata per il lato sud-est (tratta AB), come trave di banchina portuale finita. Sulla tratta BC la trave di banchina non verrà realizzata, in previsione di un futuro allargamento della cassa di colmata.

Tali opere sono state dimensionate in modo tale da contenere gli spostamenti e le sollecitazioni massime.

La soluzione di seguito studiata prevede alcune fasi che derivano dalle modalità di dragaggio e di conferimento del materiale dragato in cassa.

Dopo l'infissione di tutti i monopali ed i diaframmi e la contemporanea sigillatura tra gargame e diaframma, vengono avviate le attività di dragaggio e si procede con il conferimento dei sedimenti dragati nella cassa di colmata.

Si procede quindi allo svuotamento ed al getto dei pali, mentre i diaframmi vengono riempiti di materiale arido fino alla quota prevista.

Per una descrizione più dettagliata si vedano le fasi costruttive riportate di seguito.

Nel presente documento vengono studiati i diaframmi e i monopali che verranno realizzati nel tratto BC del marginamento a mare.

In particolare il tratto BC è stato suddiviso nelle 4 sezioni di calcolo riportate in figura e di seguito descritte:

- Sez. 5: sondaggi M5 – M7, con fondo del fango a quota -8.50 m.s.l.m. e tetto dell'argilla grigia azzurra a quota -27.50 m.s.l.m. (Monopali di altezza pari a 2.00 m+38.00 m =40.00 m; Diaframma di altezza pari a 2.00 m+27.50 m+2.00 m = 31.5 m);
- Sez. 6: sondaggi M7- M9, con fondo del fango a quota -9.00 m.s.l.m. e tetto dell'argilla grigia azzurra a quota -26.00 m.s.l.m. (Monopali di altezza pari a 2.00 m+37.00 m =39.00 m; Diaframma di altezza pari a 2.00 m+26.00 m+2.00 m = 30.0 m);
- Sez. 7<sup>(1)</sup>: sondaggio M9 – M14, con fondo del fango a quota -9.50 m.s.l.m. e tetto dell'argilla grigia azzurra a quota a -27.00 m.s.l.m. (Monopali di altezza pari a 2.00 m+38.00 m =40.0 m; Diaframma di altezza pari a 2.00 m+27.00 m+2.00 m = 31.0 m);
- Sez. 8: sondaggi M14 – M15, con fondo del fango a quota -9.00 m.s.l.m. e tetto dell'argilla grigia azzurra a quota -25.50 m.s.l.m. (Monopali di altezza pari a 2.00 m+37.00 m =39.0 m; Diaframma di altezza pari a 2.00 m+25.50 m+2.00 m = 29.5 m);

<sup>1</sup> Nell'ambito della sezione n.7, il profilo geologico indica che nel tratto compreso tra le verticali di sondaggio M9 e M11 il letto del deposito limo-argilloso DLA si approfondisce fino al tetto delle argille (DA), raggiungendo una quota di circa - 29 m s.l.m. in corrispondenza del sondaggio M10. Tuttavia, tutte le prove CPTU eseguite in tale tratto nell'ambito della campagna di indagini del 2015 (CPTU 7 - 8 - 9), mostrano un repentino incremento della resistenza penetrometrica a partire da una profondità di circa 25 - 26 m dal livello del mare. Per tale motivo, si ha ragione di credere che i depositi DLS indicati nel profilo geologico a monte del sondaggio M9 ed a valle del sondaggio M11, siano in realtà presenti anche tra le due stesse verticali.



#### Autorità Portuale di Taranto

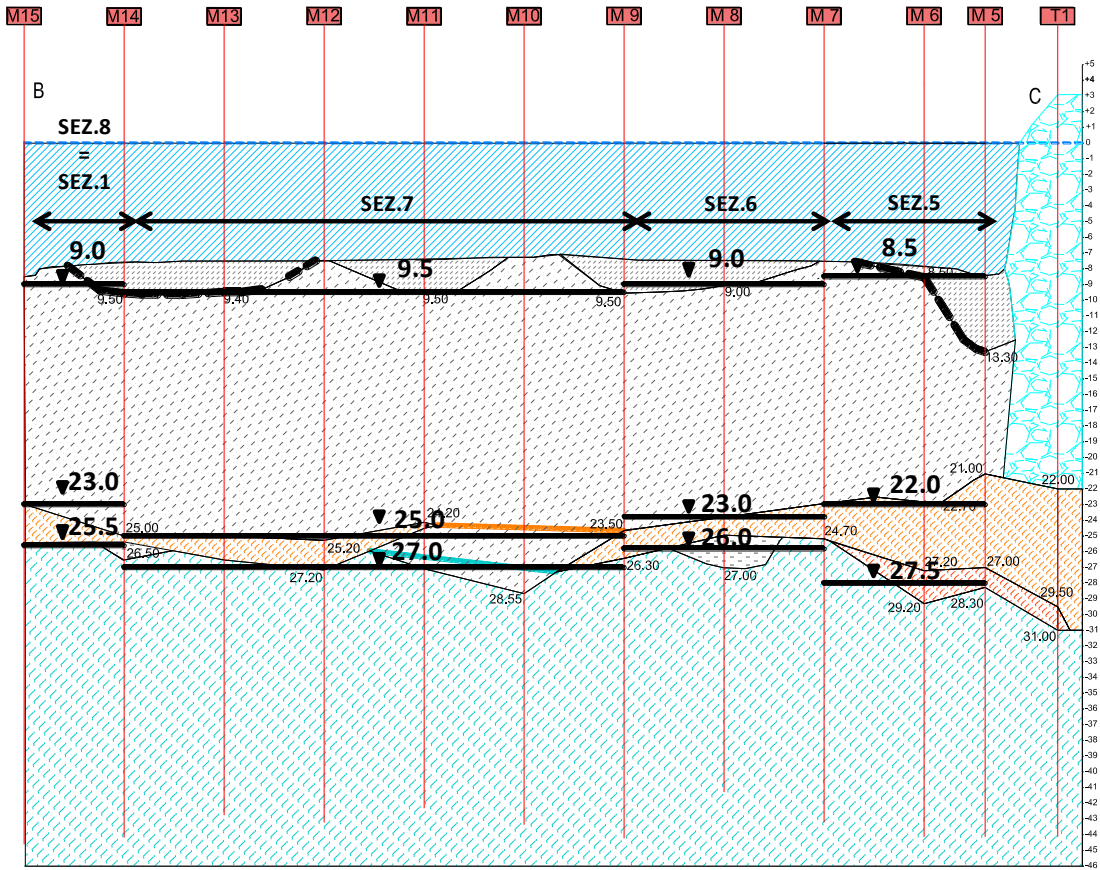
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



**LATO BC**



Sezioni di calcolo della tratta BC

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- CNR 10011/97, “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l’esecuzione, il collaudo e la manutenzione”;
- CNR 10016/2000, “Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l’impiego nelle costruzioni”;
- CNR 10018/1999, “Apparecchi d’appoggio per le costruzioni – Istruzioni per l’impiego”;
- CNR 10030/93, “Anime irrigidite di travi a parete piena”;
- UNI EN 1991-1-5:2004 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche”;
- UNI EN 1992-1-1:2005, “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 1993-1-1:2005, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN UNI EN 1993-1-5:2007, “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”;
- UNI EN 1994-2:2006, “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1998-2:2006, “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti”;
- Model Code 1990, CEB-FIP.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”, Maggio 1993.
- Linee guida A.G.I. “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”, 2005.
- “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe Marittime” del 23/Sett./1994 n° 156.



### Autorità Portuale di Taranto

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all’ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento “BC”

Data 05/2016  
 Rev. B  
 c.d.c.: C296A  
 513B

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1. Si elencano di seguito le classi di calcestruzzo adottate per tipologia di membratura:

##### CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Classe di resistenza:

C12/15

Resistenza a compressione cubica caratteristica:

$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$

##### CALCESTRUZZO PER PALI GETTATI IN OPERA

Classe di resistenza:

C28/35

Resistenza a compressione cubica caratteristica:

$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo elastico:

$E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$

##### CALCESTRUZZO PER CORDOLI GETTATI IN OPERA

Classe di resistenza:

C35/45

Resistenza a compressione cubica caratteristica:

$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$

Valore medio del modulo elastico:

$E_c = 34625 \text{ N/mm}^2$

### 3.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tipo:	B450C
Tensione di snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

### 3.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Tipo:	S355JR
Peso specifico :	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/mc}$
Tensione nominale di snervamento	$f_{y \text{ nom}} = 355 \text{ N/mm}^2$

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Lungo il lato BC della cassa di colmata, il fondale marino è caratterizzato dalla seguente sequenza stratigrafica:

- Terreni di riporto (R): composti da ciottoli e blocchi sub-angolari di varie dimensioni di natura calcarea e scorie di loppa in matrice sabbioso-ghiaiosa, sono presenti solo in corrispondenza del V Sporgente.
- Depositi fangosi (F): di proprietà meccaniche così scadenti da non poter essere caratterizzati dal punto di vista geotecnico, sono presenti con spessori variabili tra 0,85 m e 5,3 m circa.
- Depositi limoso argillosi (DLA): costituiti da limo e argilla con percentuali trascurabili di sabbia, di bassa permeabilità e modeste proprietà meccaniche, hanno spessore compreso tra 8 e 18 metri circa.
- Depositi sabbiosi e ghiaiosi (DLS): costituiti da materiale incoerente, con un grado di addensamento medio-basso (DR stimabile mediamente intorno al 40 %), sono presenti con continuità dal vertice B al vertice C, con uno spessore variabile da 1,5 m a 7,3 m.
- Depositi argillosi (DA): costituiti da argille verosimilmente sovra-consolidate, di ridotta permeabilità e buone caratteristiche meccaniche, sono stati rinvenuti a profondità variabili all'incirca tra - 25 m s.l.m. e - 29 m s.l.m. e fino alle massime profondità indagate.

Per il dimensionamento dell'opera di confinamento a mare lungo il lato BC della cassa, il materiale di riporto (R) non è da tenere in conto, perché non ricade nel cosiddetto *volume significativo* dei terreni interagenti con l'opera; i depositi fangosi (F), invece, ricadono nel *volume significativo*, ma non essendo possibile caratterizzarli dal punto di vista geotecnico, non si può fare altro che tenere conto della relativa presenza attraverso un abbassamento del fondale marino, di entità pari proprio allo spessore del fango. Per i rimanenti depositi (DLA, DLS e DA), i parametri geotecnici desunti dalla Relazione Geotecnica, alla quale si rimanda per ogni dettaglio, sono riassunti nel prospetto seguente:

Terreno	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$c_u$ [kPa]	$E'$ [MPa]
DLA	17.5	13	24	$10.5+1.5 \cdot (z-9)$	$5.7+0.82 \cdot (z-9)$
DLS	18.0	0	35	-	60.0
DA	19.0	25	25	$120+9 \cdot (z-20)$	$33+7.5 \cdot (z-20)$

## 5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### 5.1 VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione :

3) Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica

La cui vita nominale è pari a :100 anni.

### 5.2 CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un' interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla seguente classe d'uso:

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..

Il coefficiente d'uso è pari a : 1.50.

### 5.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso Cu.

Pertanto VR = 150 anni

### 5.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

❖ Individuazione della Pericolosità sismica del sito



#### Autorità Portuale di Taranto

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE:       LATTITUDINE:

Ricerca per comune      REGIONE:       PROVINCIA:       COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**Reticolo di riferimento**

**Controllo sul reticolo**

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

**Interpolazione**

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

- ❖ Parametri caratterizzanti l'azione sismica associati a ciascun Stato Limite.

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	90	0.0496	2.430	0.333
SLD	151	0.0627	2.532	0.336
SLV	1424	0.1606	2.526	0.336
SLC	2475	0.1957	2.533	0.335

- ❖ Determinazione dell'azione sismica di Progetto (SLV)

$a_g$ (g) (SLV)	0.1606
-----------------	--------



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

<b>Risposta Sismica Locale</b>	
Categoria di sottosuolo	C(*)
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>s</sub>	1.46
Categoria Topografica	T1
Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>t</sub>	1.0
<b>Accelerazione massima attesa al suolo</b>	
<b>a<sub>max</sub> (g)</b> ( $a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$ )	<b>0.234</b>

(\*) Come illustrato nella "Relazione Tecnica Indagini Sismiche" (Elab. n. PUG102-PE-GET-IG-00-00-IN-19-A, facente parte della documentazione relativa alle indagini propedeutiche alla Progettazione Esecutiva), sono stati eseguiti 25 stendimenti consecutivi coprendo tutto lo sviluppo dell'opera. Si rimanda alla citata relazione per tutti i dettagli relativi alle modalità di esecuzione delle prove ed al riepilogo dei valori delle onde di taglio registrate. L'indagine ha fornito risultati che collocano i terreni nella **categoria C** ai sensi del D.M 14 gennaio 2008

**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

 Relazione di calcolo allineamento  
 "BC"

 Data 05/2016  
 Rev. B  
 c.d.c.: C296A  
 513B



## 6 CRITERI DI VERIFICA

Per le opere di sostegno flessibili, le norme vigenti (NTC 2008) prescrivono le seguenti verifiche:

- SLU di tipo strutturale (STR)
  - o raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
  - o raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
  - o raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
  - o collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
  - o collasso per carico limite verticale;
  - o sfilamento di uno o più ancoraggi;
  - o instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
  - o instabilità del fondo scavo per sollevamento;
  - o sifonamento del fondo scavo;
  - o instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- SLE:
  - o compatibilità degli spostamenti dell'opera e del terreno a tergo con la funzionalità dell'opera stessa e di eventuali manufatti al contorno.

Con riferimento alle verifiche SLU, tenuto conto della tipologia di opera in esame, occorre verificare che le sollecitazioni nei monopali e nei diaframmi costituenti il marginamento siano inferiori alle resistenze di progetto dei singoli elementi (verifiche STR) e che la profondità di infissione dei monopali sia sufficiente a garantire, in ciascuna fase di costruzione, la stabilità del marginamento stesso (verifica GEO). Tali verifiche devono essere effettuate considerando le combinazioni di coefficienti dell'Approccio 1: rispettivamente (A1+M1+R1) per le verifiche strutturali e (A2+M2+R1) per le verifiche geotecniche, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G3}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2.I delle NTC2008. Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_T$	1,0	1,0

Tabella 6.2.II delle NTC 2008. Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabella 6.5.I delle NTC 2008. Coefficienti parziali sulle resistenze per le verifiche SLU delle opere di sostegno.

In presenza di sisma, le NTC consentono di tener conto dell'azione dinamica attraverso approcci pseudo statici, ovvero attraverso la definizione di forze statiche equivalenti all'azione dinamica. In mancanza di studi specifici, la componente verticale dell'accelerazione equivalente da considerare nei metodi pseudo statici può essere considerata nulla; la componente orizzontale dell'accelerazione equivalente, invece, si può esprimere in funzione dell'accelerazione di picco  $a_{max}$  attesa nel volume di terreno significativo per la paratia:

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

in cui:

- $\alpha$  è un coefficiente riduttivo, funzione dell'altezza complessiva della paratia, che tiene conto della deformabilità del terreno con essa interagente;

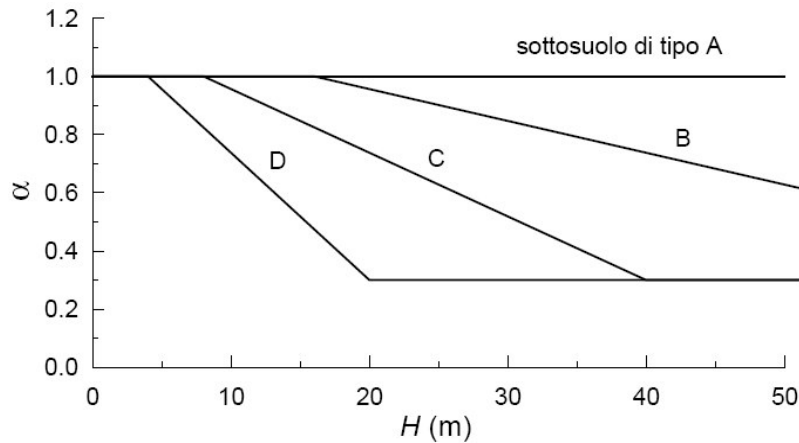


Figura 7.11.2 delle NTC 2008. Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità

- $\beta$  è un coefficiente riduttivo che tiene conto della capacità della paratia di subire spostamenti senza che questi comportino cadute di resistenza (Figura 13); lo spostamento massimo  $u_s$  deve comunque risultare  $\leq 0,005 \times H$ ;

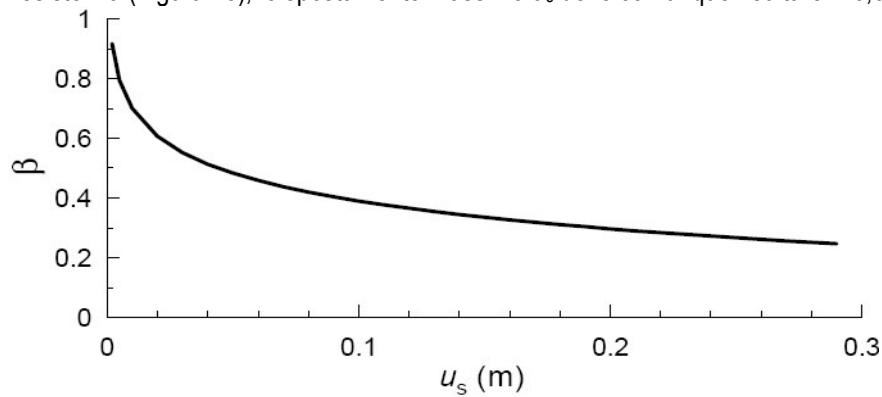


Figura 7.11.3 delle NTC 2008. Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento

Se  $\alpha \times \beta \leq 0,2$  deve assumersi  $k_h = 0,2 \times a_{max}/g$ .

Tenuto conto della categoria di sottosuolo (C, come indicato nel precedente paragrafo) e delle altezze dei monopali da considerare (non inferiori a 35-36 m), si ricade proprio in questo ultimo caso; pertanto, si è assunto:

$$k_h = 0,2 \times a_{\max} / g = 0,047.$$

Allo scopo di controllare che l'opera in progetto soddisfacesse le verifiche di cui sopra, sono state condotte le analisi numeriche con il metodo degli elementi finiti (analisi FEM) descritte nei successivi paragrafi.

Le analisi sono state condotte con riferimento alla combinazione di coefficienti (A1+M1+R1); è stato così possibile confrontare direttamente le sollecitazioni ottenute nelle diverse fasi di calcolo con la resistenza di progetto dei singoli elementi strutturali costituenti il marginamento, per le verifiche riportate nei paragrafi 8 e 9 della presente relazione.

La convergenza delle diverse fasi di calcolo considerate è garanzia della stabilità dell'opera e dunque del corretto dimensionamento geotecnico della profondità di infissione, anche in presenza di carichi amplificati dei coefficienti della colonna A1 della Tabella 6.2.I delle NTC 2008, perciò maggiori di quelli che andrebbero considerati per le verifiche geotecniche (colonna A2 della stessa tabella).

In ogni caso per verificare che la stabilità è garantita con il margine di sicurezza imposto dalle NTC anche rispetto ai parametri di resistenza dei terreni (combinazione A2+M2+R2), si è avuta cura di confrontare la risultante delle spinte mobilitate nel terreno a valle del sistema di marginamento nelle diverse fasi di calcolo con la spinta passiva valutata con le classiche formulazioni della teoria delle spinte, ma con riferimento ai valori dei parametri di resistenza dei terreni ridotti in ragione dei coefficienti indicati nella colonna M2 della Tabella 6.2.II delle NTC 2008 (paragrafo 7.5).


**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

## 7 METODO DI ANALISI – VERIFICHE GEOTECNICHE DELLA PARATIA

### 7.1 CODICE DI CALCOLO E MODELLAZIONE

Al fine di verificare il corretto dimensionamento dell'opera di marginamento a mare ai sensi delle norme vigenti, il processo costruttivo della cassa di colmata è stato simulato attraverso analisi numeriche, condotte con il codice di calcolo agli elementi finiti Plaxis 2D (v8.6).

Il programma, sviluppato dai ricercatori della Delft University of Technology, consente di studiare il comportamento del terreno e l'interazione terreno-strutture in problemi geotecnici schematizzabili come "piani".

Rimandando ai manuali per le informazioni di dettaglio sul codice di calcolo utilizzato, di seguito si elencano le scelte operate per le n.4 sezioni di studio descritte in premessa.

La stratigrafia semplificata a cui si è fatto riferimento è la seguente:

	SEZIONE 5			SEZIONE 6			SEZIONE 7			SEZIONE 8		
	da	a	h	da	a	h	da	a	h	da	a	h
	(m slm)		(m)	(m slm)		(m)	(m slm)		(m)	(m slm)		(m)
<b>DLA</b>	8,5	22,0	13,5	9,0	23,0	14	9,5	25,0	15,5	-9,0	-23,0	14,0
<b>DLS</b>	22,0	27,5	5,5	23,0	26,0	3,0	25,0	27,0	2,0	-23,0	-25,5	2,5
<b>DA</b>	27,5	90,0	62,5	26,0	90,0	64,0	27,0	90,0	63,	-25,5	-90,0	64,5

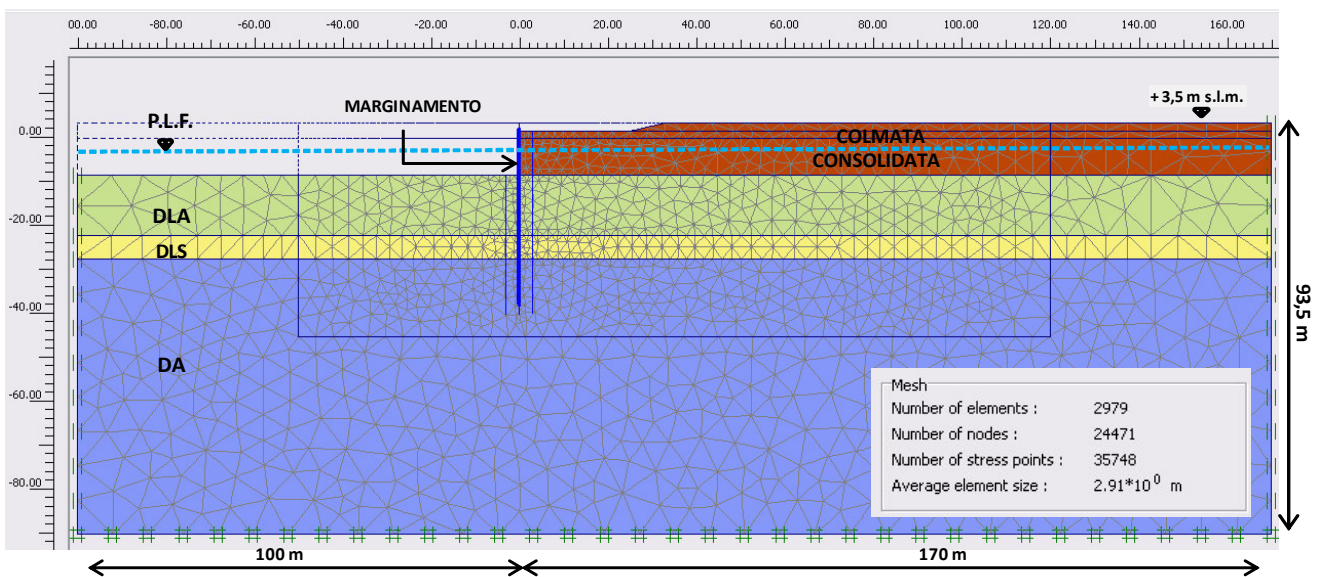
Il programma è dotato di un generatore automatico di *mesh* (suddivisione del modello in elementi finiti), che produce meshes non strutturate, ovvero irregolari, per una migliore prestazione numerica. Il numero totale di elementi e le dimensioni medie degli elementi stessi sono funzione delle dimensioni complessive del modello geometrico e delle densità, globale e locale, della mesh. Per le analisi condotte, si è adottato un livello di densità globale *very fine*; si è poi eseguito un infittimento locale delle aree (*clusters*) nell'intorno del marginamento.

Adottando un dominio 2D di 270,0 m di larghezza e 93,5 m di altezza, si è ottenuto un reticolo di calcolo costituito da 2979 elementi triangolari a 15 nodi, di dimensione media 2,91 m<sup>2</sup>. L'area di contatto tra terreno e strutture è stata modellata con

<sup>2</sup> Il numero e la dimensione degli elementi indicati sono riferiti alla sezione di studio n.5. Tali valori possono variare leggermente da sezione a sezione, per effetto del diverso spessore degli strati e della diversa altezza dei monopali.

elementi interfaccia a 10 nodi, aventi uno spessore virtuale pari al 10% della dimensione media degli elementi connessi. In corrispondenza dell'interfaccia si è imposto un peggioramento delle proprietà meccaniche del terreno, assumendo un valore del coefficiente riduttivo R pari a 0,5.

Lungo il contorno inferiore del modello geometrico sono stati impediti gli spostamenti sia orizzontali sia verticali, mentre lungo i contorni laterali sono stati impediti solo gli spostamenti orizzontali (*standard fixities*).



Modello geometrico sezione tipo lato BC

L'opera di marginamento è stata modellata con elementi *plate*, ovvero elementi strutturali a comportamento elastico lineare, caratterizzati attraverso i valori della rigidezza flessionale EI, della rigidezza assiale EA, del coefficiente di Poisson  $\nu$ . In particolare, assegnati i valori delle rigidezze desunti dalle caratteristiche geometriche e dalle proprietà dei materiali costituenti la struttura da analizzare (diametro, spessore e interasse dei monopali in acciaio, spessore dei gargami in acciaio, diametro del riempimento dei monopali in calcestruzzo), il programma valuta lo spessore della parete a sezione rettangolare equivalente:  $d_{eq} = (12 \cdot EI/EA)^{0,5}$ . Una variazione del rapporto EI/EA comporta una modificazione dello spessore equivalente  $d_{eq}$  e dunque della distanza che separa i punti d'integrazione dell'elemento *plate*. Se tale variazione avviene quando sull'elemento agiscono sollecitazioni non nulle, ciò comporta una variazione della distribuzione dei momenti flettenti irrealistica e inaccettabile. Per questa ragione, se le proprietà dei materiali di una piastra devono essere modificate nel contesto di una costruzione per fasi (*Staged Construction*), il rapporto EI/EA deve essere comunque mantenuto immutato. Per l'opera in esame, nelle prime fasi costruttive, i monopali sono costituiti da solo acciaio, dopo lo svuotamento ed il riempimento con calcestruzzo fino al tetto delle argille, invece, essi risultano composti da acciaio + calcestruzzo, con ovvia variazione della rigidezza. Stante quanto sopra riportato, dopo il riempimento dei monopali con calcestruzzo, si è

tenuto conto dell'incremento di rigidità flessionale del marginamento e si adottata per esso una rigidità assiale fittizia, in modo da conservare inalterato lo spessore equivalente dell'elemento plate che simula il marginamento stesso.

	monopalo (D=3,0 m ; sp = 22 mm) + gargami (sp = 20 mm)	monopalo (D=3,0 m ; sp = 22 mm) + gargami (sp = 24 mm)	monopalo (D=3,0 m ; sp = 22 mm)
<b>Rigidità assiale, EA [kN/m]</b>	1,5076 x 10 <sup>8</sup>	1,5143 x 10 <sup>8</sup>	1,3446 x 10 <sup>8</sup>
<b>Rigidità flessionale, EI [kNm<sup>2</sup>/m]</b>	6,4746 x 10 <sup>6</sup>	6,5619 x 10 <sup>6</sup>	4,5940 x 10 <sup>6</sup>
<b>spessore equivalente, d<sub>eq</sub> [m]</b>	0,718	0,721	0,640
<b>Peso, w [kN/m/m]</b>	0	0	0
<b>Coefficiente di Poisson, ν [-]</b>	0,15	0,15	0,15

*Proprietà degli elementi Plate che modellano la struttura in acciaio*

	monopalo (D=3,0 m ; sp = 22 mm) + gargami (sp = 20 mm)	monopalo (D=3,0 m ; sp = 22 mm) + gargami (sp = 24 mm)
<b>Rigidità assiale, EA [kN/m]</b>	4,5994 x 10 <sup>8</sup>	4,5994 x 10 <sup>8</sup>
<b>Rigidità flessionale, EI [kNm<sup>2</sup>/m]</b>	1,9766 x 10 <sup>7</sup>	1,9931 x 10 <sup>7</sup>
<b>spessore equivalente, d<sub>eq</sub> [m]</b>	0,718	0,721
<b>Peso, w [kN/m/m]</b>	0	0
<b>Coefficiente di Poisson, ν [-]</b>	0,15	0,15

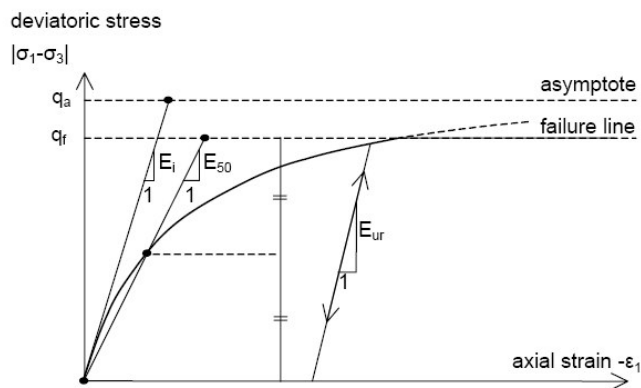
*Proprietà degli elementi Plate che modellano la struttura in acciaio + calcestruzzo*

Si noti che la presenza dei diaframmi di collegamento tra i monopali non è stata portata in conto nella stima delle proprietà dell'elemento plate. L'altezza ad esso assegnata corrisponde a quella dei monopali.

SEZIONE	quota base (m s.l.m.)	altezza di infissione	altezza totale (m)
---------	--------------------------	-----------------------------	--------------------------

		(m)	
5	-38	10,5	40
6	-37	11,0	39
7	-38	11,0	40
8	-37	11,5	39

Per descrivere il comportamento meccanico dei terreni in sito (DLA e DA), è stato utilizzato un modello elastoplastico incrudente con criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb implementato in Plaxis: il modello Hardening Soil. Si tratta di un modello caratterizzato, in condizioni di primo carico triassiale, da un legame tensioni-deformazioni di tipo iperbolico.



*Hardening Soil Model. Legame tensioni deformazioni in condizioni di primo carico e di scarico-ricarico*

Rispetto al modello elastico perfettamente plastico, il modello Hardening Soil tiene conto che il terreno sottoposto ad un carico triassiale sviluppa da subito deformazioni plastiche irreversibili di natura sia distorsionale che volumetrica; pertanto la sua rigidità non è costante e la superficie di snervamento non è fissa nello spazio delle tensioni, ma si espande in virtù dell'incrudimento. Il modello tiene conto inoltre del diverso valore della rigidità esibita dal terreno lungo i percorsi di primo carico e di scarico - ricarico.

I parametri caratteristici del modello sono:

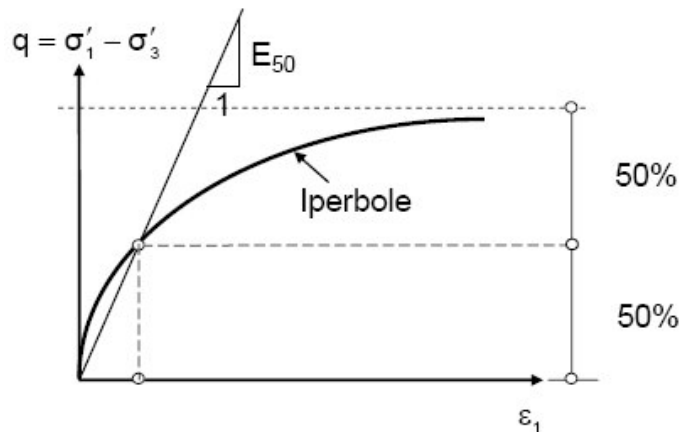
- l'esponente  $m$  della legge di variazione iperbolica della rigidezza con la tensione (generalmente assunto pari ad 1 per le argille e pari a 0,5 per le sabbie):

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m, \text{ in condizioni di carico deviatorico,}$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi + \sigma'_1}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m, \text{ in condizioni di carico monodimensionale o isotropo;}$$

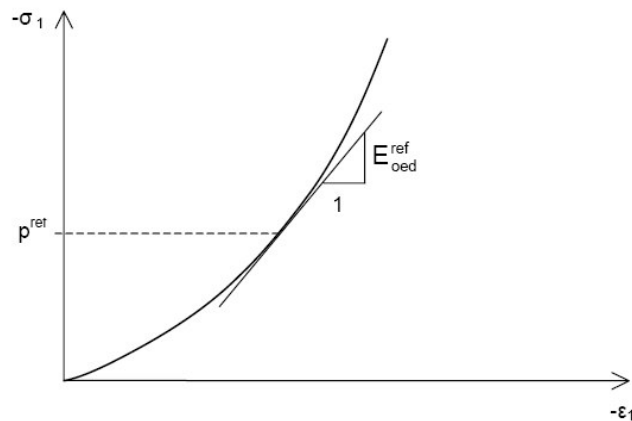


- il modulo di rigidezza secante  $E_{50}^{ref}$ , corrispondente al 50% del deviatore a rottura, per un valore di tensione principale minima  $\sigma'_3 = p^{ref} = 100$  kPa:



*Hardening Soil Model. Legame tensioni deformazioni in condizioni di primo carico deviatorico*

- il modulo tangente  $E_{oed}^{ref}$ , alla curva di compressione nel punto di ordinata  $\sigma'_1 = p^{ref} = 100$  kPa:



*Hardening Soil Model. Legame tensioni deformazioni in condizioni di primo carico edometrico*

- i parametri elastici di scarico - ricarica,  $E_{ur}^{ref}$  e  $\nu_{ur}$ ;
- i parametri di resistenza, coesione  $c$ , angolo d'attrito  $\varphi$  e dilatanza  $\psi$ .

Tenuto conto dei valori caratteristici (o delle leggi di variazione con la profondità) dei parametri di resistenza e rigidezza riportati nella Relazione Geotecnica per i depositi limo-argillosi e argillosi, sono stati assegnati ai parametri sopra elencati, i seguenti valori:

	DLA	DA
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17,5	19
$E_{50,ref}$ [kPa]	24000	48000
$E_{oed,ref}$ [kPa]	24000	48000
$E_{ur,ref}$ [kPa]	60000	120000
$c$ [kPa]	13	25
$\phi$ [°]	24	25
$\psi$ [°]	0	0
$\nu_{ur}$ [-]	0,2	0,2
$K_{0,nc}$ [-]	0,593	0,577
$m$ [-]	1	1

*Parametri assegnati ai terreni caratterizzati con il modello Hardening Soil*

Per descrivere, infine, il comportamento meccanico dei depositi DLS, presenti in spessori relativamente modesti, e del materiale dragato e ricollocato, che costituirà la colmata, per il quale sono disponibili informazioni assai scarse, è stato utilizzato il classico modello elastico – perfettamente plastico con criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb<sup>3</sup>. Ciò richiede la definizione dei seguenti cinque parametri: modulo di Young  $E$ , coefficiente di Poisson  $\nu$ , coesione  $c$ , angolo d'attrito  $\phi$  e angolo di dilatanza  $\psi$ . Per i DLS si è fatto riferimento alle proprietà indicate nella Relazione Geotecnica; per il materiale dragato e ricollocato invece, si è fatto riferimento ad alcune indicazioni di Letteratura, oltre che a quanto indicato nella documentazione a corredo del Progetto Definitivo (Relazione Geotecnica e Studi Allegati); per il materiale di colmata consolidato infine (e per il materiale costituente la pista di cantiere compattato dal passaggio dei mezzi) si è adottando un valore dell'angolo di attrito pari al valore residuo stimabile per argille caratterizzate da un indice di plasticità inferiore al 30%, quali quelle rinvenute in sito ed una rigidezza pari a 3 volte quella attribuita al materiale dragato ricollocato. I parametri adottati sono di seguito indicati:

	DLS	COLMATA	COLMATA CONSOLIDATA
$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18,0	14,0	16,0

<sup>3</sup> Il materiale dragato e rifluito in cassa, prima di assumere nuovamente la consistenza di un terreno, può essere assimilato ad un fango, privo di resistenza, avente peso dell'unità di volume  $\gamma = 13$  kN/mc.

E [kPa]	60000	2000	6000
v [-]	0,3	0,4	0,4
c [kPa]	0	0	0
$\phi$ [°]	35	18	25
$\psi$ [°]	0	0	0

Parametri assegnati ai terreni caratterizzati con il modello Mohr-Coulomb

## 7.2 ANALISI A BREVE E A LUNGO TERMINE

In virtù della preponderante presenza di terreni a grana fina di permeabilità estremamente ridotta (dell'ordine di  $10^{-9}$  m/s per i depositi DLA e di  $10^{-10}$  m/s per i depositi DA, come indicato nella Relazione Geotecnica), si è ritenuto opportuno considerare la risposta non drenata di detti terreni alle variazioni dello stato di sollecitazione prodotte dalle diverse fasi di costruzione e vita della cassa di colmata, oltre che analizzarne il comportamento a lungo termine (condizioni drenate).

Il programma di calcolo utilizzato permette di tenere conto dell'interazione acqua-scheletro solido nella risposta del terreno, attraverso la scelta, per ogni strato, tra due tipi di comportamento (*material type*): *drained behaviour* e *undrained behaviour*.

Selezionando la prima opzione (comportamento drenato), non vengono generate sovrappressioni neutre.

Questo è il caso dei depositi DLS, per l'elevata permeabilità, e del materiale dragato (COLMATA), che viene riversato in vasca per piccoli strati, oltre che dei terreni a grana fina a lungo termine.

Selezionando la seconda opzione (comportamento non drenato), invece, il programma simula la generazione di sovrappressioni neutre in condizioni di flusso idraulico impedito.

Oltre alla rigidità ed alla resistenza dello scheletro solido del terreno, PLAXIS aggiunge un modulo di compressibilità volumetrica per l'acqua e distingue tra tensioni totali, tensioni efficaci e sovrappressioni neutre (analisi accoppiata), valutando:

- L'incremento della tensione totale media  $\Delta p = K_v \times \Delta \epsilon_v$
- L'incremento della tensione efficace media  $\Delta p' = (1-B) \times \Delta p = K' \times \Delta \epsilon_v$
- L'incremento della sovrappressione neutra  $\Delta p_w = B \times \Delta p = (1/n) \times K_w \times \Delta \epsilon_v$

B è il parametro di Skempton, che mette in relazione l'incremento della tensione totale media con l'incremento delle sovrappressioni neutre.  $K_v$  è il modulo di rigidità volumetrica non drenato,  $K'$  è il modulo di rigidità volumetrica dello scheletro solido del terreno,  $K_w$  è il modulo di rigidità volumetrica del fluido interstiziale, n è la porosità del terreno e  $\Delta \epsilon_v$  è l'incremento della deformazione volumetrica.

## 7.3 CARICHI

Di seguito sono indicati i carichi considerati nelle diverse fasi di calcolo delle analisi FEM svolte, combinati secondo quanto stabilito dalle più volte citate NTC 2008.

Nella fase di implementazione del sistema di drenaggio necessario ad accelerare il processo di consolidazione del materiale all'interno della vasca di colmata, è stato considerato, alla sommità della stessa, un sovraccarico accidentale uniformemente distribuito di 10 kN/mq.

Si è inoltre ipotizzato che l'opera di marginamento potesse subire l'impatto dell'onda di progetto non solo nella configurazione finale della cassa di colmata, ma anche in diverse fasi della costruzione della cassa stessa (in particolare al termine dello svuotamento iniziale della vasca ed al termine della realizzazione della colmata).

I dati a disposizione hanno consentito di attribuire a questa un'altezza significativa  $H_s$  pari 2,5 m ed una lunghezza di circa 72 m in relazione alla profondità media del fondale marino lungo il tratto BC della vasca; tuttavia si è ritenuto che nelle fasi di costruzione si potesse attribuire all'onda di progetto un'altezza significativa minore,  $H = 1,5$  m.

L'impatto dell'onda è stato simulato attraverso l'applicazione di carichi distribuiti agenti sul marginamento, rispettivamente in direzione mare-terra nella fase di cresta e in direzione terra-mare nella fase di cavo.

Assimilando il marginamento a mare della cassa di colmata ad una diga marittima a parete verticale, detti carichi sono stati determinati attraverso la teoria di Sainflou. Questa prevede che il moto ondoso provochi un innalzamento del livello del mare pari a

$$4s = \frac{\pi H^2}{L \cdot \operatorname{tgh} \frac{2\pi d}{L}}$$

con  $H = 1,4H_s$  in fase di cresta e  $H = 1,67H_s$  in fase di cavo;  $L$ , lunghezza dell'onda;  $d$  profondità del fondale.

In fase di cresta la pressione massima si ha a quota 0 ed è pari a:

$$p_{\max} = \gamma_w \cdot \left[ \frac{H + 4s}{H + 4s + d} \right] \cdot (d + a^*)$$

Con

$$a^* = \frac{H}{\cosh \frac{2\pi d}{L}}$$

In fase di cavo, la pressione massima si ha a profondità  $H - 4s$  ed è pari a  $\gamma_w x (H - 4s)$ .

In entrambi i casi, la pressione in corrispondenza del fondale è pari a  $\gamma_w x a^*$ .

	Hs = 1,5 m			Hs = 2,5 m		
L	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00
d	8,50	9,00	9,50	8,50	9,00	9,50
H	2,10	2,10	2,10	3,50	3,50	3,50
4s	0,31	0,29	0,28	0,85	0,82	0,79
H+4s	2,41	2,39	2,38	4,35	4,32	4,29
a	1,63	1,59	1,54	2,72	2,64	2,57
pmax	22,34	22,24	22,14	37,96	37,73	37,51
pfond	16,30	15,85	15,40	27,17	26,42	25,66

*Carichi d'onda lungo il lato BC in fase di cresta*

	Hs = 1,5 m			Hs = 2,5 m		
L	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00	72,00
d	8,50	9,00	9,50	8,50	9,00	9,50
H	2,51	2,51	2,51	4,18	4,18	4,18
4s	0,43	0,42	0,40	1,21	1,16	1,12
H-4s	-2,07	-2,09	-2,10	-2,97	-3,02	-3,06
a	1,94	1,89	1,84	3,24	3,15	3,06
pmax	20,71	20,87	21,02	29,68	30,15	30,56
pfond	19,45	18,91	18,37	32,42	31,52	30,61

*Carichi d'onda lungo il lato BC in fase di cavo*

Dell'azione sismica si è tenuto conto tanto nella fase di esercizio transitoria quanto nella configurazione finale dell'opera. Il codice Plaxis consente di modellare l'azione dinamica del sisma in modo pseudostatico attraverso la definizione, in INPUT, di due componenti aggiuntive di accelerazione, in direzione orizzontale (x) e verticale (y) rispettivamente, e l'attivazione delle stesse in fase di calcolo (CALCULATION) mediante i moltiplicatori di carico  $M_{\text{accel}}$  e  $\sum M_{\text{accel}}$ . Per quanto riportato al paragrafo 6, si è assunto x-acceleration = 0,047g e y-acceleration = 0.

In presenza di sisma ed in presenza dei carichi d'onda, che sono da considerare azioni eccezionali, i carichi accidentali sono stati moltiplicati per il coefficiente di combinazione  $\psi_{2j}$  riportato nella Tabella 2.5.I delle NTC 2008, posto uguale a 0,6 per costruzioni di categoria C (Ambienti suscettibili di affollamento). Nelle rimanenti fasi, i carichi accidentali, se presenti sono stati amplificati del 50 %, come previsto dalla combinazione A1+M 1+R1.



#### Autorità Portuale di Taranto

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

Tabella 2.5.1 delle NTC 2008. Valori dei coefficienti di combinazione.

## 7.4 FASI DI CALCOLO

Le prime fasi di calcolo consistono nella definizione delle condizioni iniziali attraverso:

- la generazione delle pressioni neutre corrispondenti al livello generale di falda (assunto coincidente con il livello medio del mare);
- la generazione delle tensioni efficaci verticali ( $\sigma'v = \sum \gamma' \cdot h$ ) e orizzontali ( $\sigma'h = k_0 \cdot \sigma'v$ ), con  $k_0$  coefficiente di spinta a riposo.

Le fasi successive, invece, simulano il processo costruttivo e gli eventi quali l'impatto dell'onda di progetto ed il sisma, come di seguito elencato:

- 1) Infissione dell'opera di marginamento. L'analisi non simula il processo di infissione, l'opera è materializzata nel modello di calcolo attraverso l'attivazione dell'elemento *plate* corrispondente.
- 2) Svuotamento della cassa attraverso l'abbassamento del livello di falda a - 3,0 m s.l.m.
- 3) Impatto dell'onda di progetto in fase di cresta ( $H = 1,5$  m; profondità iniziale del fondale, variabile tra 8,0 m e 9,5 m lungo il lato AB della cassa di colmata).
- 4) Impatto dell'onda di progetto in fase di cavo ( $H = 1,5$  m; profondità iniziale del fondale, variabile tra 8,0 m e 9,5 m lungo il lato AB della cassa di colmata).
- 5) Refluimento in cassa del materiale dragato, da quota fondale a quota +1,5 m slm. L'azione del materiale sulla struttura è simulato attraverso l'applicazione di una spinta proporzionale al relativo peso dell'unità di volume ( $\gamma = 13$  kN/mc fuori falda e  $\gamma' = 3$  kN/mc in falda).
- 6) Sedimentazione del materiale all'interno della vasca e risalita della falda a quota 0. In questa fase il materiale si assesta a quota 0 e assume le proprietà indicate nel paragrafo 7.1 per il mezzo COLMATA.

- 7) Impatto dell'onda di progetto in fase di cresta ( $H = 1,5$  m; profondità iniziale del fondale, variabile tra 8,5 m e 9,5 m lungo il lato BC della cassa di colmata).
- 8) Impatto dell'onda di progetto in fase di cavo ( $H = 1,5$  m; profondità iniziale del fondale, variabile tra 8,5 m e 9,5 m lungo il lato AB della cassa di colmata).
- 9) Riempimento dei monopali con calcestruzzo, fino al tetto dei depositi DA.
- 10) Riempimento della vasca a quota +1,5 m s.l.m. e applicazione di un carico di cantiere pari a 10 kPa nell'intera area della vasca.
- 11) Consolidazione del materiale in cassa e dei depositi DLA. Nel modello di calcolo il sistema di drenaggio non è implementato, il processo di consolidazione da questo garantito è stato simulato imponendo un periodo di consolidazione fittizio, sufficiente a garantire la dissipazione delle sovrappressioni neutre generatesi nelle fasi di calcolo precedenti. Nelle analisi in condizioni drenate, ovviamente, questa fase non è stata considerata.
- 12) Completamento del piazzale, portato alla quota finita di +3,5 m s.l.m. ad una distanza di circa 35 m dall'asse del marginamento e applicazione del relativo carico di esercizio ( $q = 40$  kPa). In questa fase, il materiale all'interno della vasca assume le proprietà indicate nel paragrafo 7.1 per il mezzo COLMATA CONSOLIDATA.
- 13) Impatto dell'onda di progetto in fase di cresta ( $H = 2,5$  m; profondità del fondale variabile tra 8,5 m e 9,5 m).
- 14) Impatto dell'onda di progetto in fase di cavo ( $H = 2,5$  m; profondità del fondale variabile tra 8,5 m e 9,5 m).
- 15) Simulazione del sisma attraverso l'attivazione dell'accelerazione aggiuntiva  $a_h = +k_h \times g$ , con  $g$  accelerazione di gravità (avente segno negativo per le convenzioni del programma Plaxis 2D).
- 16) Simulazione del sisma attraverso l'attivazione dell'accelerazione aggiuntiva  $a_h = -k_h \times g$ .

## 7.5 RISULTATI DELLE ANALISI

Le analisi svolte per le quattro sezioni tipo individuate lungo il lato AB hanno consentito di stimare le caratteristiche della sollecitazione M, N e T lungo il fusto dei monopali, in condizioni drenate ed in condizioni non drenate.

È stato così possibile eseguire le verifiche strutturali illustrate nel successivo paragrafo 8, che hanno confermato l'adeguatezza dello spessore assegnato ai tubi di acciaio e della qualità dell'acciaio adottato.

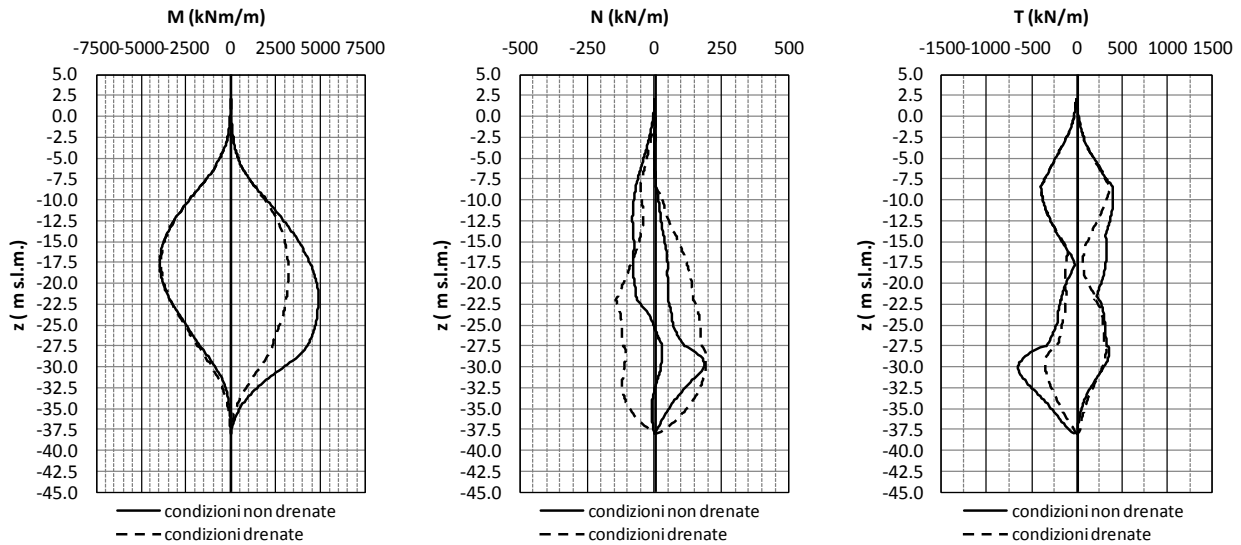


### Autorità Portuale di Taranto

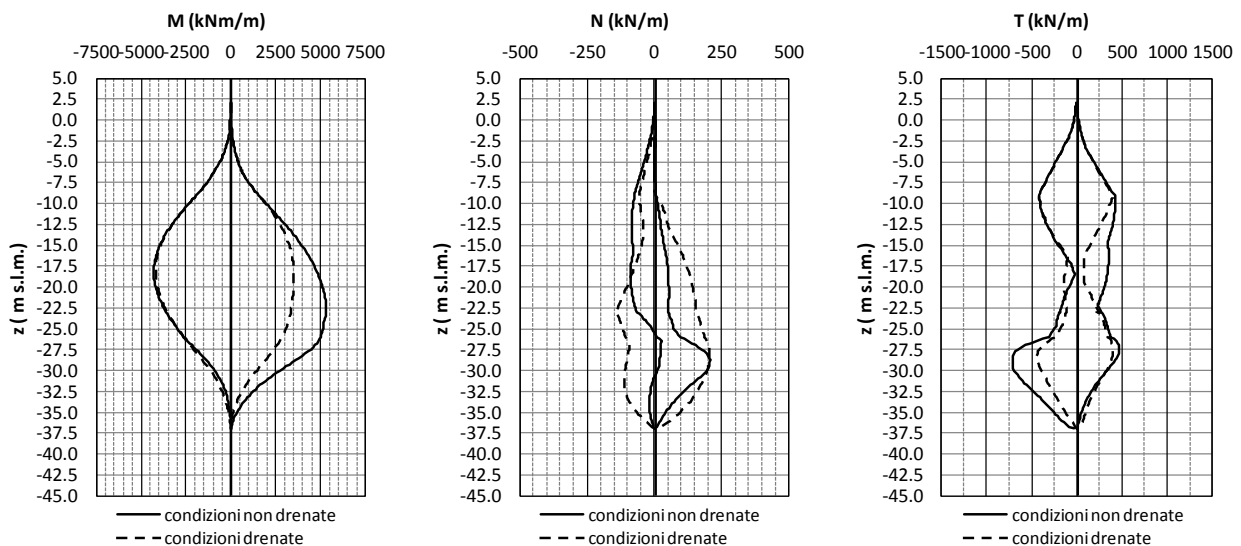
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



Inviluppo delle caratteristiche della sollecitazione lungo il fusto dei monopali della sezione di studio n.5



Inviluppo delle caratteristiche della sollecitazione lungo il fusto dei monopali della sezione di studio n.6



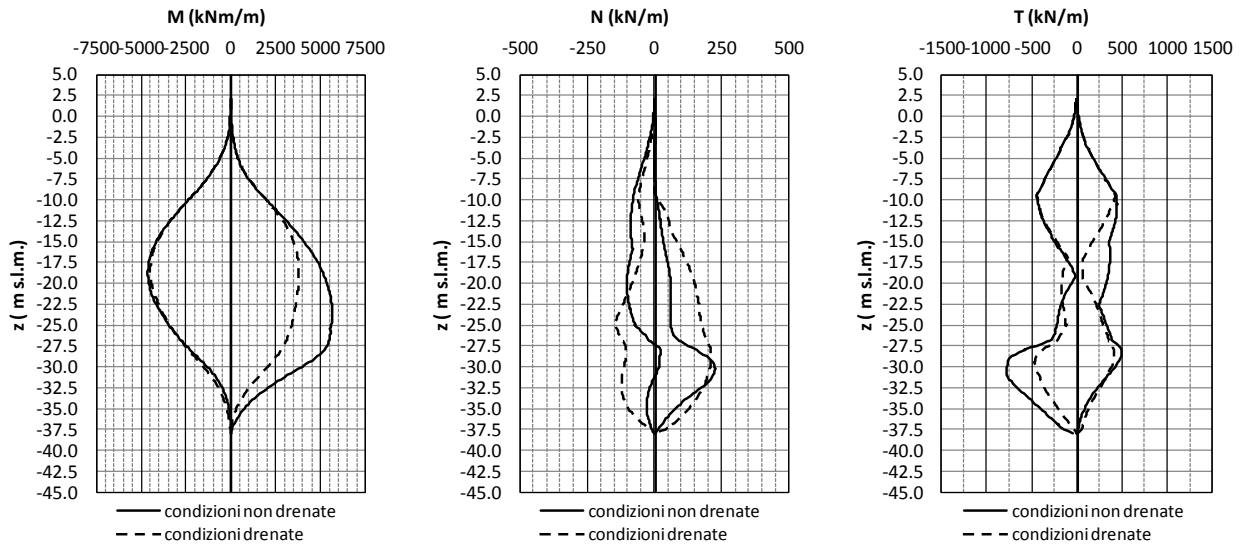
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

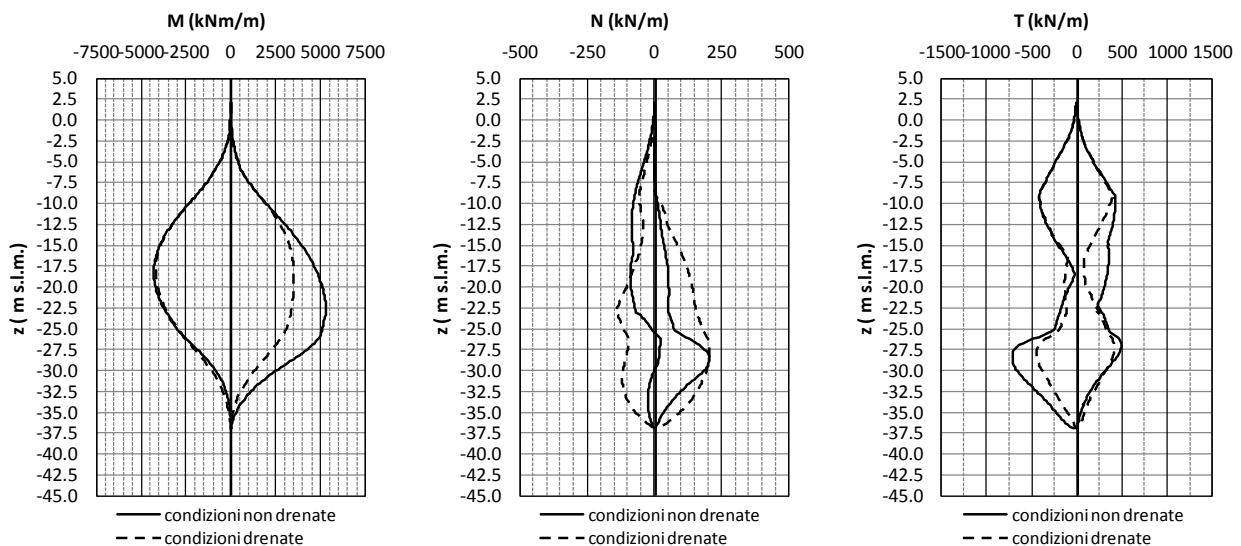
Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B





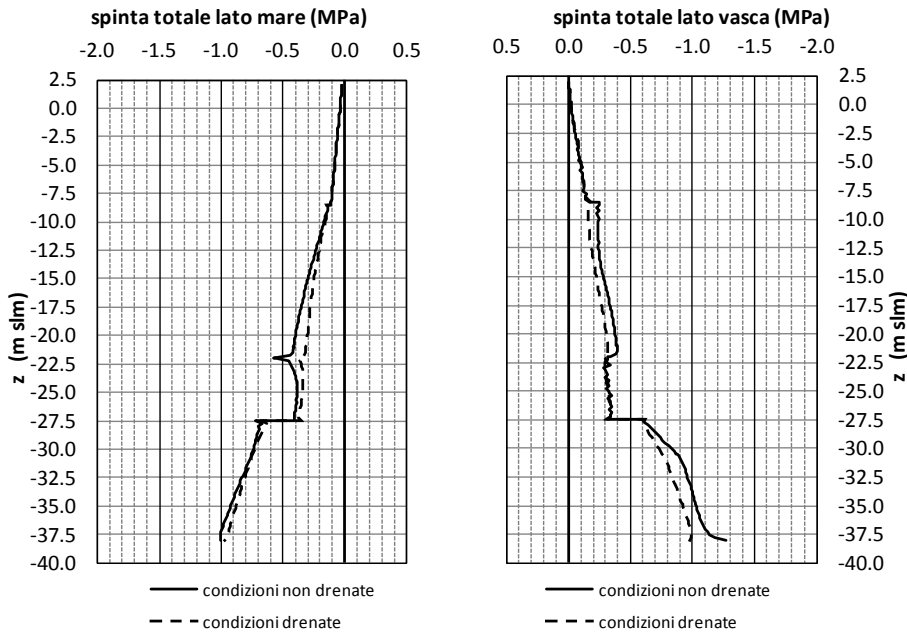
*Inviluppo delle caratteristiche della sollecitazione lungo il fusto dei monopali della sezione di studio n.7*



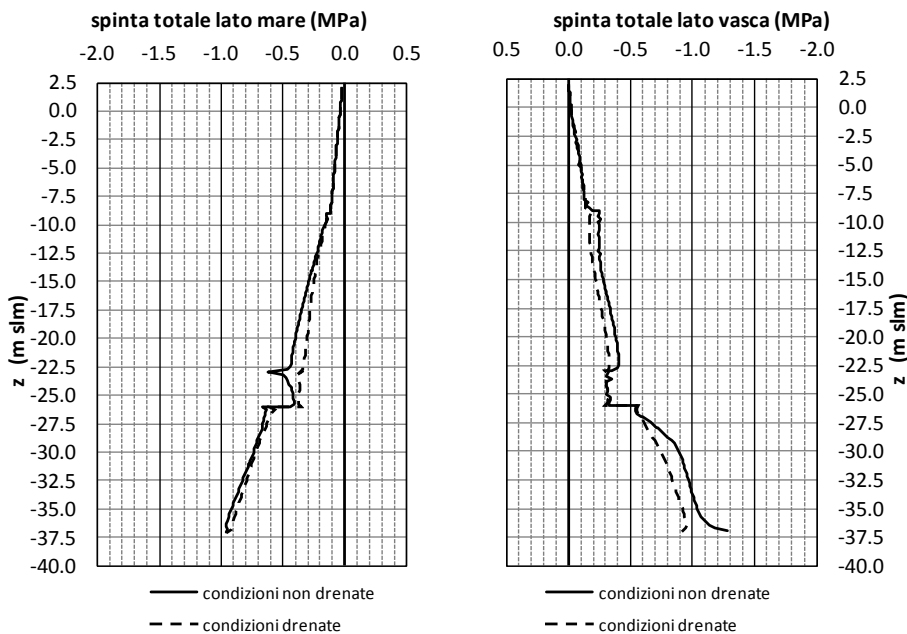
*Inviluppo delle caratteristiche della sollecitazione lungo il fusto dei monopali della sezione di studio n.8*

Le analisi numeriche hanno altresì permesso di risalire ai diagrammi di spinta del terreno sull'opera di marginamento, a monte e a valle della stessa.

A partire dai diagrammi di inviluppo delle spinte valutate nelle diverse fasi di calcolo è stato possibile valutare le sollecitazioni nei diaframmi di collegamento dei monopali e di eseguire le relative verifiche, riportate nel successivo paragrafo 9.



Inviluppo delle spinte totali agenti ortogonalmente al marginamento nella sezione di studio n.5



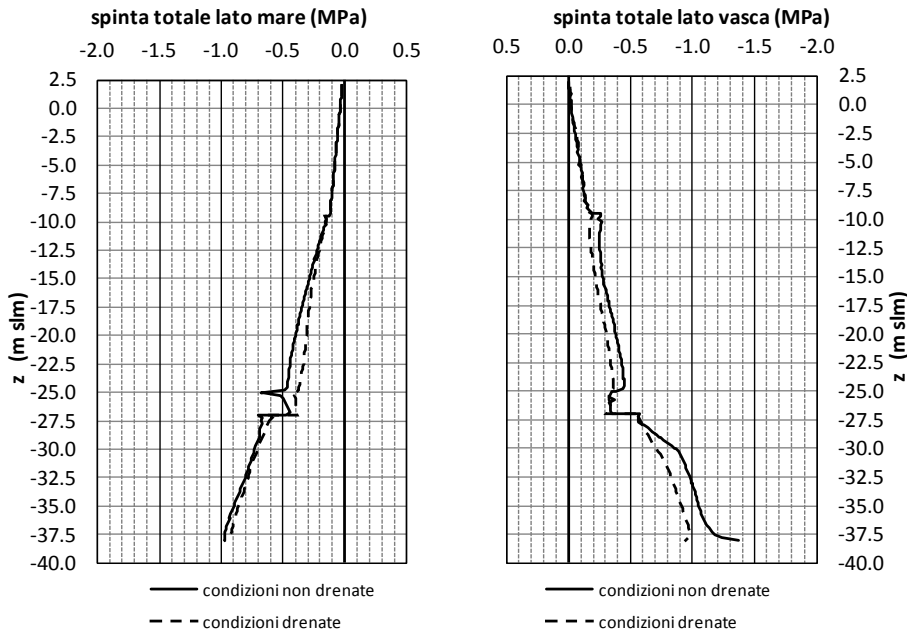
Inviluppo delle spinte totali agenti ortogonalmente al marginamento nella sezione di studio n.6



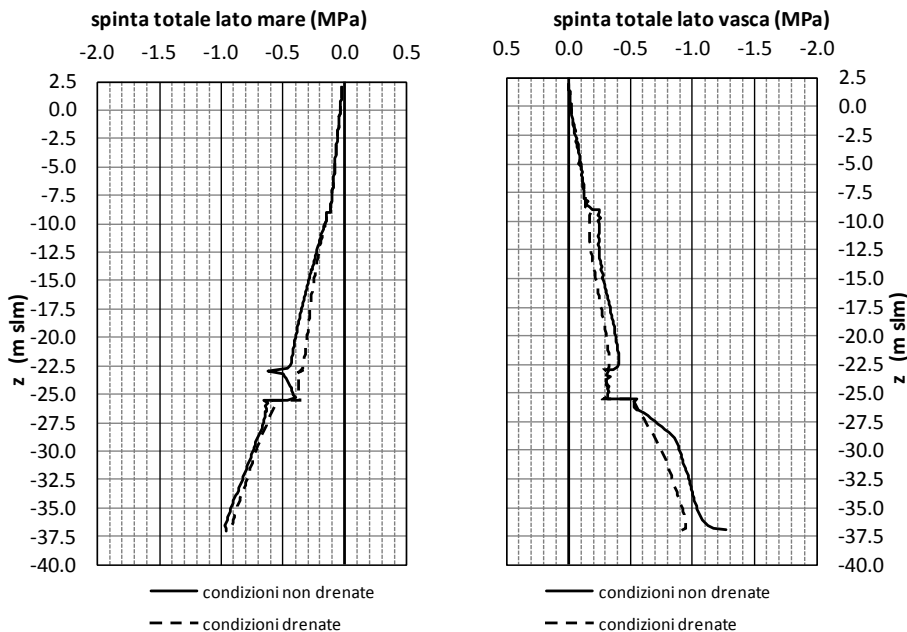
**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



Inviluppo delle spinte totali agenti ortogonalmente al marginamento nella sezione di studio n.7



Inviluppo delle spinte totali agenti ortogonalmente al marginamento nella sezione di studio n.8

Come anticipato al paragrafo 6, le risultanti delle spinte efficaci mobilitate a valle<sup>4</sup> del marginamento, fase per fase, sono state confrontate con la spinta passiva disponibile, calcolata in funzione dei parametri di resistenza ridotti dei terreni (valori di progetto per la combinazione GEO: A2+M2+R2):

	$c'_k$ [kPa]	$c'_d$ [kPa]	$\varphi'_k$ [°]	$\varphi'_d$ [°]
<b>DLA</b>	13,0	10,4	24	19,6
<b>DLS</b>	0,0	0,0	35	29,3
<b>DA</b>	25,0	20,0	25	20,5
<b>COLMATA</b>	0,0	0,0	18	14,6

Il coefficiente di spinta passiva  $k_p$  è stato valutato con il classico metodo di Coulomb che considera superfici di scorrimento piane. Tale scelta è lecita per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete non maggiori di  $\varphi/2$ .

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \varphi')}{\sin^2\beta \cdot \sin(\delta + \beta) \cdot \left[ 1 - \frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi + i)}{\sin(\delta + \beta) \cdot \sin(\beta + i)} \right]^2}$$

In presenza di sisma il valore di  $k_p$  è stato calcolato attraverso l'altrettanto nota espressione di Mononobe e Okabe.

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi' + \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \theta - \beta) \cdot \left[ 1 - \frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)} \right]^2}$$

Nelle precedenti espressioni,  $\varphi'$  è l'angolo di attrito interno del terreno;  $\beta$  è l'inclinazione del paramento interno del muro rispetto all'orizzontale;  $\delta$  è l'angolo di attrito terra-muro;  $i$  è l'inclinazione della superficie limite del terrapieno;  $\theta$ , infine, è l'inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia agenti sul cuneo, ed è fornito dalla espressione ed è posto pari a:

- $\arctan [k_h / (1 \pm k_v)]$ , in assenza di falda;
- $\arctan [(\gamma_{sat}/\gamma') * k_h / (1 \pm k_v)]$ , per terreni di ridotta permeabilità saturi;
- $\arctan [(\gamma_d/\gamma') * k_h / (1 \pm k_v)]$ , per terreni permeabili saturi.

<sup>4</sup> Se la risultante delle azioni agenti sul marginamento è diretta da mare verso terra, i terreni chiamati a “resistere” sono quelli all'interno della cassa di colmata; viceversa, se la risultante delle azioni agenti sul marginamento è diretta da terra verso mare, i terreni chiamati a “resistere” sono quelli all'esterno della cassa di colmata. In ciascuna fase dell'analisi è stato possibile individuare la parte resistente, esaminando i diagrammi degli spostamenti orizzontali dell'opera di marginamento con la profondità.

	$\varphi'_d$ [°]	$k_{p,h}$ [-]	$k_{pE,h}$ [-]
<b>DLA</b>	19,6	2,5	2,3
<b>DLS</b>	29,3	4,6	4,3
<b>DA e COLMATA CONSOLIDATA</b>	20,5	2,7	2,5
<b>COLMATA</b>	14,6	1,9	1,8

La spinta passiva disponibile è stata quindi valutata come somma delle risultanti dei diagrammi delle tensioni limite passive per ciascuno strato coinvolto ( $\sigma'_p = k_p \times \sigma'_v$ ), trascurando il contributo coesivo sia in presenza che in assenza di sisma. Poiché il rapporto tra la spinta mobilitata e quella disponibile di progetto è sempre  $\geq 1$ , la verifica GEO è sempre soddisfatta con un margine maggiore o uguale a quello previsto dalle NTC 2008.

FASE		SPINTA EFFICACE DISPONIBILE				SPINTA EFFICACE MOBILITATA				FS			
		SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8
2	SVUOTAMENTO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	5924.1	5732.9	5909.9	5888.6	1.74	1.53	1.49	1.47
3	SVUOTAMENTO + CRESTA	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6070.0	5897.8	6066.2	6052.0	1.69	1.48	1.45	1.43
4	SVUOTAMENTO + CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	5700.8	5452.6	5609.6	5601.5	1.80	1.61	1.57	1.54
5	REFLUIMENTO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6167.9	5971.7	6157.3	6125.4	1.67	1.47	1.43	1.41
6	SEDIMENTAZIONE	13470.8	11841.5	12052.5	11699.9	5769.8	5464.5	5601.7	5593.5	2.33	2.17	2.15	2.09
7	SEDIMENTAZIONE + CRESTA	13470.8	11841.5	12052.5	11699.9	5865.8	5584.9	5732.5	5718.5	2.30	2.12	2.10	2.05
8	SEDIMENTAZIONE + CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6088.7	5891.5	6076.5	6043.2	1.69	1.49	1.45	1.43
10	RIEMPIMENTO A +1,5 m slm	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6379.3	6118.4	6267.4	6250.9	1.61	1.43	1.40	1.38
11	CONSOLIDAZIONE	15685.2	13890.5	14105.8	13728.8	6357.4	6083.7	6284.4	6220.2	2.47	2.28	2.24	2.21
12	ESERCIZIO DEFINITIVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6647.4	6338.0	6528.8	6462.4	1.55	1.38	1.35	1.34
13	CRESTA	18487.6	16551.4	16851.0	16361.9	6545.4	6231.5	6392.4	6355.0	2.82	2.66	2.64	2.57
14	CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6606.3	6320.7	6518.9	6452.2	1.56	1.38	1.35	1.34
15	SISMA +	9560.5	8138.3	8178.9	8039.3	6694.9	6380.4	6584.8	6498.9	1.43	1.28	1.24	1.24
16	SISMA -	17171.6	15357.4	15626.8	15178.5	6383.6	6059.4	6221.0	6180.6	2.69	2.53	2.51	2.46

Analisi in condizioni non drenate



lato vasca



lato mare



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

FASE		SPINTA EFFICACE DISPONIBILE				SPINTA EFFICACE MOBILITATA				FS			
		SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8
2	SVUOTAMENTO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	5687.4	5456.0	5635.0	5586.7	1.81	1.60	1.56	1.55
3	SVUOTAMENTO + CRESTA	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	5798.5	5562.3	5747.3	5687.8	1.77	1.57	1.53	1.52
4	SVUOTAMENTO + CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	5333.1	5077.4	5220.6	5209.0	1.93	1.72	1.68	1.66
5	REFLUIMENTO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6004.2	5751.7	5938.9	5879.1	1.71	1.52	1.48	1.47
6	SEDIMENTAZIONE	13470.8	11841.5	12052.5	11699.9	5943.1	5696.0	5887.9	5824.5	2.27	2.08	2.05	2.01
7	SEDIMENTAZIONE + CRESTA	13470.8	11841.5	12052.5	11699.9	6047.0	5804.6	6000.5	5932.9	2.23	2.04	2.01	1.97
8	SEDIMENTAZIONE + CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6009.1	5764.6	5959.8	5892.1	1.71	1.52	1.48	1.47
12	ESERCIZIO DEFINITIVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6562.7	6296.4	6534.8	6422.8	1.57	1.39	1.35	1.35
13	CRESTA	18487.6	16551.4	16851.0	16361.9	6688.2	6437.9	6680.2	6566.6	2.76	2.57	2.52	2.49
14	CAVO	10284.2	8753.6	8793.4	8648.1	6587.9	6332.4	6573.7	6458.6	1.56	1.38	1.34	1.34
15	SISMA +	9560.5	8138.3	8178.9	8039.3	6613.1	6342.0	6594.8	6470.9	1.45	1.28	1.24	1.24
16	SISMA -	17171.6	15357.4	15626.8	15178.5	6360.7	6104.5	6337.6	6234.7	2.70	2.52	2.47	2.43

Analisi in condizioni drenate



lato vasca



lato mare

Anche con riferimento alle condizioni di esercizio, le verifiche possono ritenersi soddisfatte. Gli spostamenti orizzontali massimi dell'opera di marginamento relativi alle fasi che simulano le condizioni di esercizio (phase horizontal displacement), infatti, ancorché valutati con riferimento a carichi accidentali amplificati del 50%, sono da ritenere compatibili con la funzionalità dell'opera.

In presenza di sisma, detti spostamenti risultano minori del limite massimo  $u_s = 0,005 H$  imposto dalla normativa.

Nel prospetto seguente sono sintetizzati gli incrementi di spostamento orizzontale del marginamento della cassa di colmata stimati nelle fasi che simulano l'esercizio (transitorio e definitivo) e il sisma, sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate; per completezza, sempre con riferimento ad entrambe le condizioni (drenata e non drenata), nello stesso prospetto sono indicati i valori massimi di spostamento orizzontale ottenuti sommando gli effetti di tutte le fasi (costruzione, esercizio, carichi d'onda, sisma).

FASE	u (mm) in condizioni non drenate	u (mm) in condizioni drenate
------	----------------------------------	------------------------------



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

		SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8	SEZ. 5	SEZ. 6	SEZ. 7	SEZ. 8
<b>19</b>	ESERCIZIO	41,5	43,2	47,9	43,2	41,9	44,6	50,8	-44,8
<b>22</b>	SISMA +	47,5	52,0	60,3	52,0	56,2	58,2	63,7	57,6
<b>23</b>	SISMA -	-44,1	-43,5	-45,8	-43,0	-40,0	-39,2	-40,8	-38,6
MASSIMI ASSOLUTI (mm)		258	287	334	287	223	247	276	246

*Spostamenti orizzontali stimati in condizioni drenate e non drenate*



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

## 8 METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE MONOPALO

### 8.1 SEZIONE TIPO "5"

Nel presente capitolo viene studiata la sezione Tipo "5" del marginamento a mare tratta "BC", in particolare il tratto che va dal sondaggio M6 al sondaggio M7. Per questa tratta è stata considerata una sezione di calcolo virtuale, a favore di sicurezza, che ha la stratigrafia del sondaggio peggiore (Sondaggio M6) con il tetto del deposito argilloso grigio-azzurro più profondo, ma con lo spessore del fango superficiale più alto.

Dal calcolo emerge che è necessaria un'infissione del monopalo di circa 10 m all'interno del deposito argilloso, per cui, nel progetto redatto l'altezza dei monopali in codesto tratto è stata determinata garantendo sempre un'infissione minima di 10 m all'interno del deposito argilloso grigio-azzurro.

La lunghezza totale del monopalo nella sezione virtuale di calcolo è pari a  $2.00+38.00 = 39.00$  m d'altezza con spessore da 22 mm.

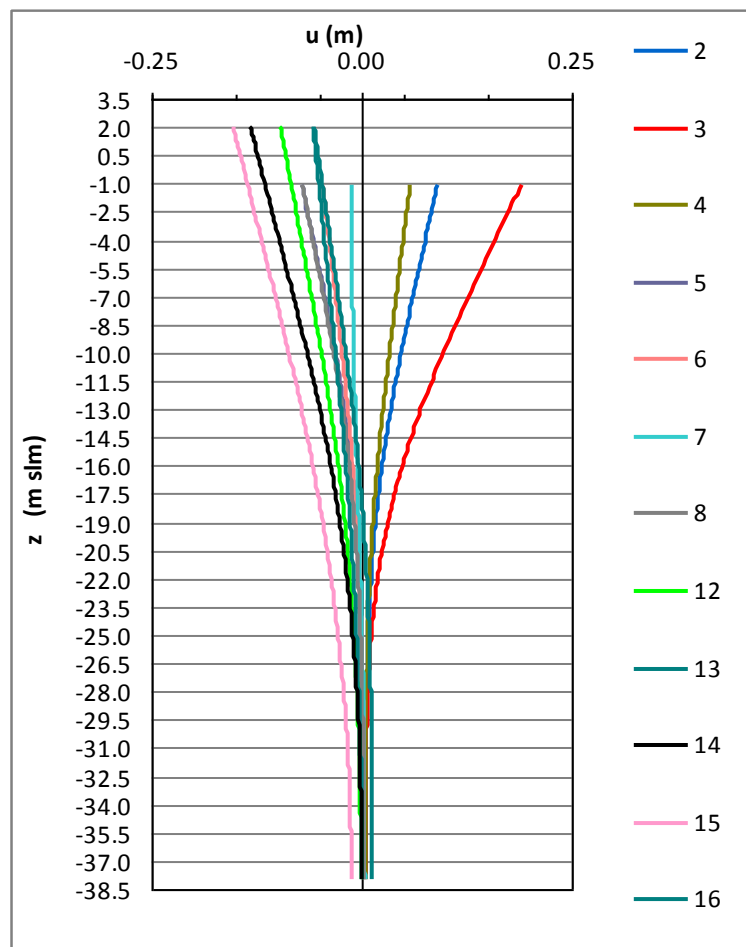
Il monopalo è stato studiato sia in condizioni drenate che non drenate, per le verifiche strutturali si sono assunte le sollecitazioni massime tra le due.

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le deformazioni risultanti della sezione di calcolo "5", riprese dal paragrafo relativo all'elaborazione geotecnica.

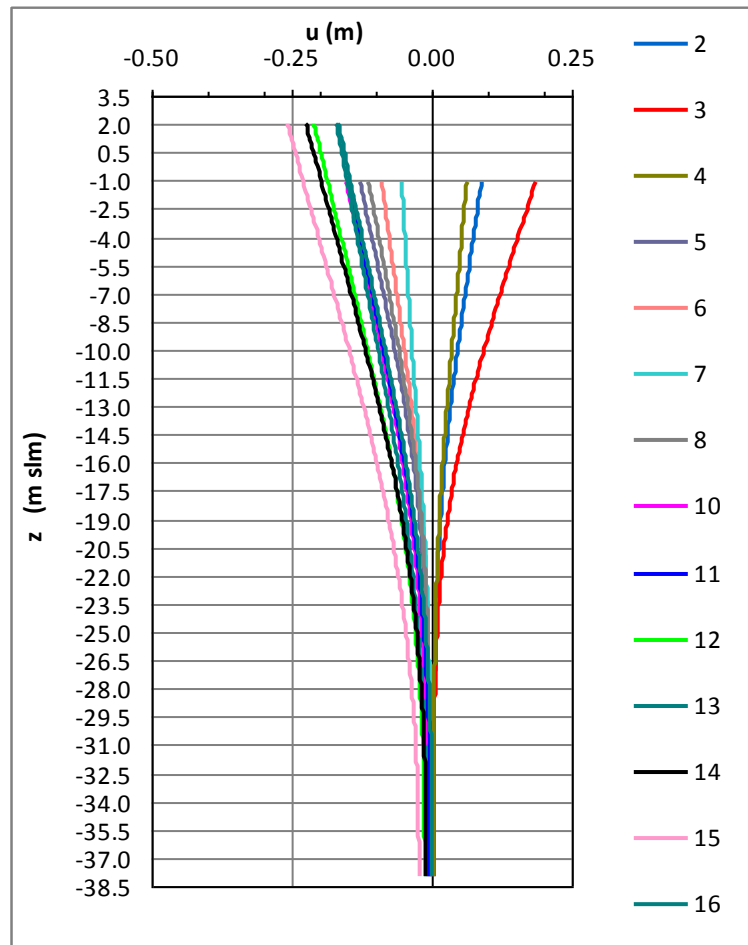


### 8.1.1 Risultati: diagrammi di inviluppo

Di seguito riportiamo i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni e delle deformazioni massime relative ai principali risultati della "Relazione geotecnica e di calcolo":



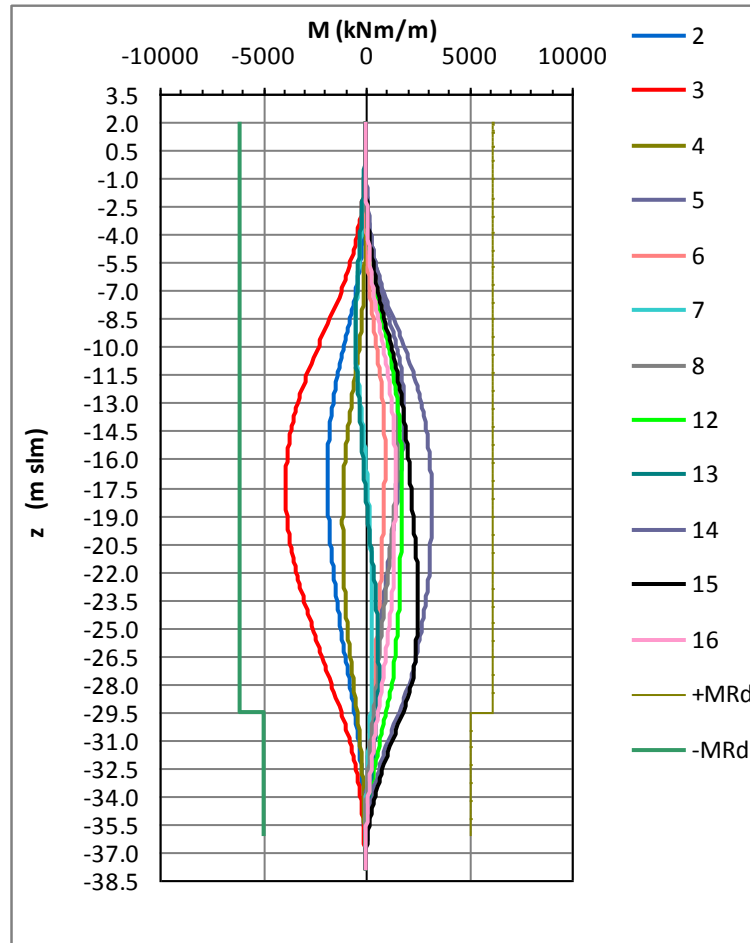
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico drenata



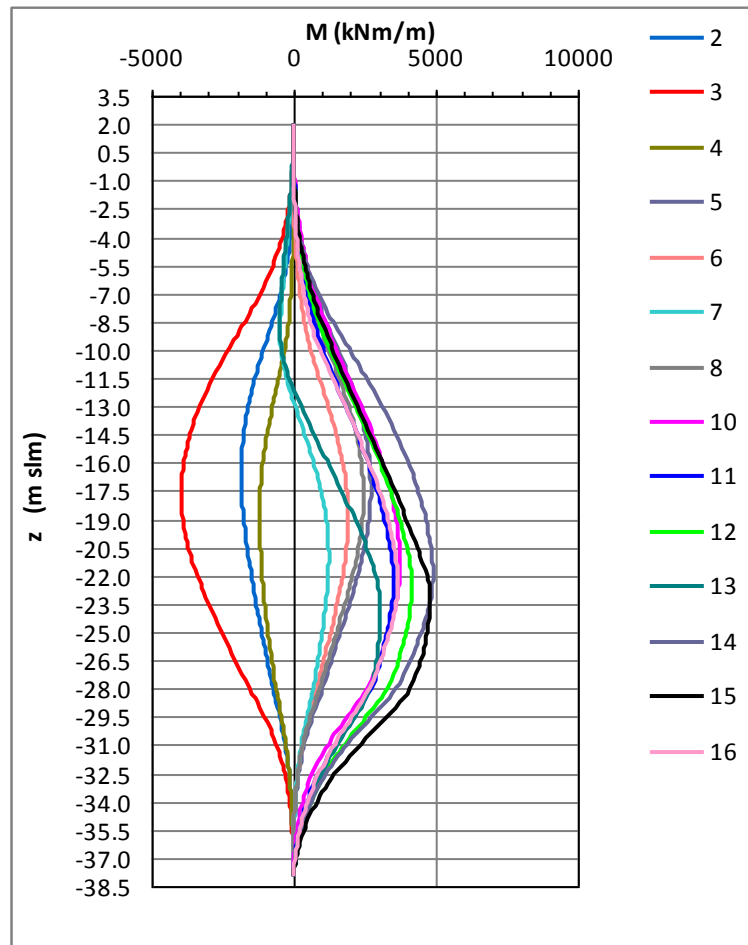
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico non drenata

$U_{max} = 25.8 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 15 - cond. non drenata: riempimento vasca+sisma)

$U_{max} = 21.0 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 12 – cond. non drenata con il piazzale in esercizio)



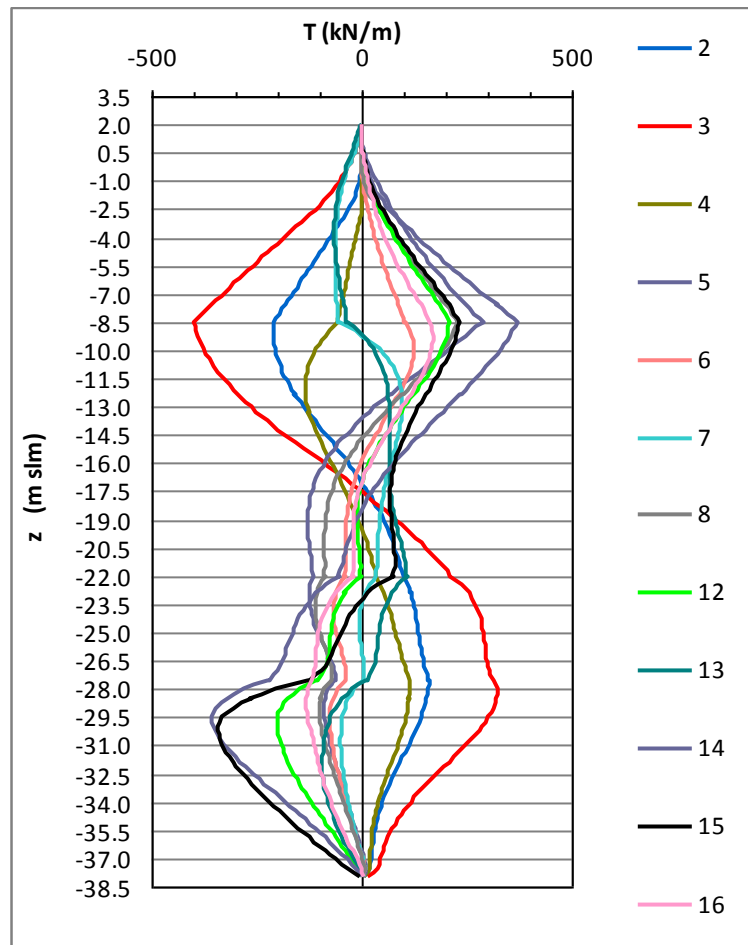
Inviluppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico drenata



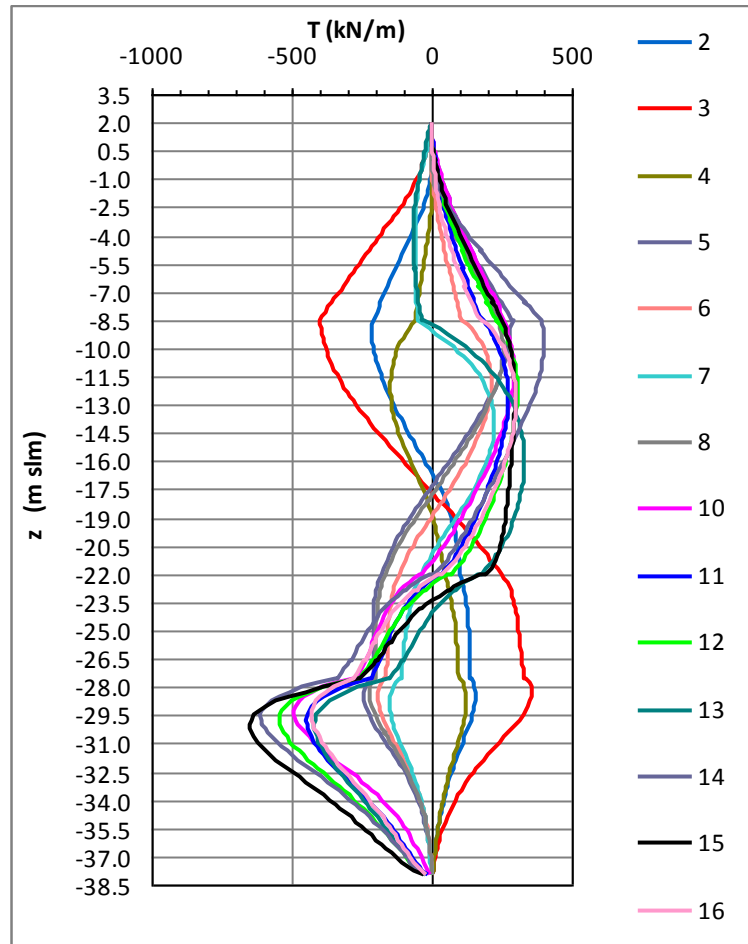
Involuppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico non drenata

$M_{min} = -3954.58 \text{ kNm/m}$  ( $z = -17.57 \text{ m}$ )– (Fase provvisoria 3 - cond. non drenata: svuotamento+ onda di cresta)

$M_{max} = 4908.75 \text{ kNm/m}$  ( $z = -22.00 \text{ m}$ )– (Fase definitiva 14 - cond. non drenata: riempimento vasca+cavo d'onda)



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico drenata



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico non drenata

$T_{max} = 635.79$  kN/m ( $z = -29.50$  m) - (Fase definitiva 15 - cond. cond. non drenata: riempimento vasca+ sisma)

## 8.1.2 Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo

Di seguito vengono indicate le sollecitazioni massime di verifica nelle rispettive sezioni calcolo:

Sezione	Quota (m)	Tipologia di sezione
1	Da +2.00 m a -29.50 m	Tubo $\phi 3000/22$ +gargame
2	Da -29.50 m a -38.00 m	Tubo $\phi 3000/22$

Sezioni di calcolo

Sezioni	Momento paratia		Taglio paratia	
	(kN-m/m)	Z (m s.l.m.)	(kN/m)	Z (m s.l.m.)
1	4908.75	-22.00	635.79	-29.5
2	3280.87	-29.50	635.79	-29.5

Sollecitazioni massime sulla paratia

### 8.1.3 Verifica di deformabilità

Il valore dello spostamento massimo in esercizio si ha in fase 12 (Esercizio del piazzale) ed è pari a 21.0 cm è compatibile con la funzionalità dell'opera.

### 8.1.4 Verifiche strutturali

Come detto in precedenza le sollecitazioni riportate nelle tabelle precedenti sono riferite a metro lineare di paratia.

Pertanto, esse dovranno essere moltiplicate per l'interasse dei monopali pari a 8.90 m.

Inoltre, per le verifiche di resistenza occorre tener conto anche del peso proprio del palo e della trave di banchina se presente, mentre in fase finale occorre considerare anche il sovraccarico accidentale se presente sulla banchina se presente.

Quindi si ha:

$$\text{Peso, palo} = \pi \cdot 2.956^2 / 4 \cdot 25 + \pi \cdot (3.00^2 - 2.956^2) / 4 \cdot 78.50 = 187.73 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime e minime, sul singolo monopalo, relative alle diverse sezioni di calcolo prese in esame:

Sezioni	Momento palo		Taglio palo		Sforzo normale palo	
	(kN-m)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)
<b>1</b>	43687.9	-22.00	5658.5	-29.50	5369.1	-22.00
<b>2</b>	29199.7	-29.50	5658.5	-29.50	7199.5	-29.50

*Sollecitazioni massime sul singolo monopalo*

Le verifiche strutturali delle varie sezioni vengono effettuate considerando la sezione tubolare che, in base alla Tabella 4.2.VI del DM08, è di classe 4, per la cui verifica occorre applicare il metodo elastico (DM 14/01/2008: §4.3.4.2.1.1).

Tra l'altro non è possibile attingere alle resistenza elastiche della sezione in quanto possono verificarsi fenomeni di instabilità assiale e locale.

Quindi, la valutazione delle resistenza elastica massima della sezione in acciaio è stata effettuata secondo le disposizioni presenti sull'Eurocodice 3-1-6. e di seguito riportate:



**INSTABILITA' TUBI SECONDO EC3-1-6**

d	3000	mm
t	22	mm
l	25	m
r	1500	
E	210000	MPa
A	205824.6	mm <sup>2</sup>
J	2.28E+11	mm <sup>4</sup>
W	1.52E+08	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	355	MPa
γ <sub>M1</sub>	1.05	

**Axial compression (D.1.2)**

ω	137.62	long cylinder	(D.1)
ω<	1.7	short	NO
ω<	34.09	medium	NO
ω>	34.09	long	OK

(6) long cylinder (ω > 0.5r/t)

C <sub>xb</sub>	6	(Table D.1)
C <sub>xN</sub>	0.90	(D.9)
C <sub>x</sub>	0.90	(D.8)
σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa (D.2)

(7) alternative for long cylinder

Se:

r/t	68.18	<	150	OK	(D.11)
ω	137.62	<	409.1	OK	
500 ≤ E/fyk	591.5	≤	1000	OK	

C <sub>x</sub>	1.00	(D.13)
σ <sub>x,Rcr</sub>	1863.4	MPa (D.2)
→ σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa

**Shear (D.1.4)**

$\omega$	137.62	medium cylinder	(D.1)
$\omega <$	10	short	NO
$\omega <$	593.18	medium	OK
$\omega >$	593.18	long	NO

(4) medium length cylinder

$C_{\tau}$	1.0	(D.34)
------------	-----	--------

$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa	(D.32)
-----------------	--------	-----	--------

**Axial buckling parameters (D.1.2.2)**

(5) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	18	necessaria verifica
Q	25			(Table D.2)
$\Delta W_k$	7.27			(D.15)
$\alpha_x$	0.45			(D.14)
$\lambda_{x0}$	0.30			(D.17)
$\beta$	0.60			(D.16)
$\eta$	1.00			(D.16)

**Shear buckling parameters (D.1.4.2)**

(3) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	12	necessaria verifica
$\alpha_{\tau}$	0.65			(Table D.6)
$\lambda_{\tau 0}$	0.40			(D.39)
$\beta$	0.60			(D.39)
$\eta$	1.00			(D.39)

**Design resistance (buckling strength) (8.5.2)**

$\sigma_{x,Rcr}$	1674.8	MPa
$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa
$\lambda_x$	0.46	...(8.17)
$\lambda_{\tau}$	1.02	...(8.17)
$\lambda_{px}$	1.06	...(8.16)
$\lambda_{p\tau}$	1.27	...(8.16)

(4) buckling reduction factor  $X_x$

1	se	0.46	$\leq$	0.30	NO
0.87	se	0.46	$<$	1.06	OK
2.11	se	0.46	$\geq$	1.06	NO

$X_x$  0.87

(4) buckling reduction factor  $X_{\tau}$

1	se	1.02	$\leq$	0.40	NO
0.57	se	1.02	$<$	1.27	OK
0.62	se	1.02	$\geq$	1.27	NO

$X_{\tau}$  0.57



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

(3) characteristic buckling stresses

$f_{yk}$	355	MPa	
$X_x$	0.87		
$X_\tau$	0.57		
$\sigma_{x,Rk}$	309.9	MPa	...(8.12)
$\tau_{x\theta,Rk}$	117.8	MPa	...(8.12)

(1) design bucling stresses

$\gamma_{M1}$	1.05		
$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa	...(8.11)
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa	...(8.11)

**Stress limitation (buckling strength verification) (8.5.3)**

Combination of axial compression and shear (D.1.6)

$k_x$	1.90	(D.46)
$k_\tau$	1.89	(D.48)
$k_i$	0	(D.49)

$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa

Le tensioni devono essere combinate come segue:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left( \frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} \leq 1$$

La tensione assiale nell'acciaio è dovuta principalmente alla sola flessione, mentre la compressione si trasmette attraverso il calcestruzzo presente all'interno del monopalo direttamente alle argille grigio-azzurre.

Inoltre, nel punto di massimo della tensione assiale, la tensione tangenziale è nulla.

Noto il tasso di lavoro dell'acciaio, si passa al calcolo delle sollecitazioni resistenti delle singole sezioni individuate sopra, considerando le loro caratteristiche inerziali elastiche ( $W_{elas}$ ):

Calcolo del taglio resistente sul monopalo (sezione tubolare)

$$T_{Rd} = (2A/\pi) * \tau_{Rd} = (2 * 0.2058/\pi) * 112.2 * 1000 = 14707.5 \text{ kN} > T_{Ed} = 5658.5 \text{ kN}$$

### **SEZIONE 1: TUBOLARE CON GARGAME COLLABORANTE (da quota +2.00 m, a quota -29.00 m)**

#### Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2895 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2744 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1829 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

#### Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1895 / 8.9 = 6283 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 4908.75 \text{ kNm/m}$$

### **SEZIONE 2: SOLO TUBOLARE (da quota - 29.00 m, a quota -38.00 m)**

#### Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2058 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2282 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1521 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

#### Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1521 / 8.9 = 5043 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 3280.87 \text{ kNm/m}$$

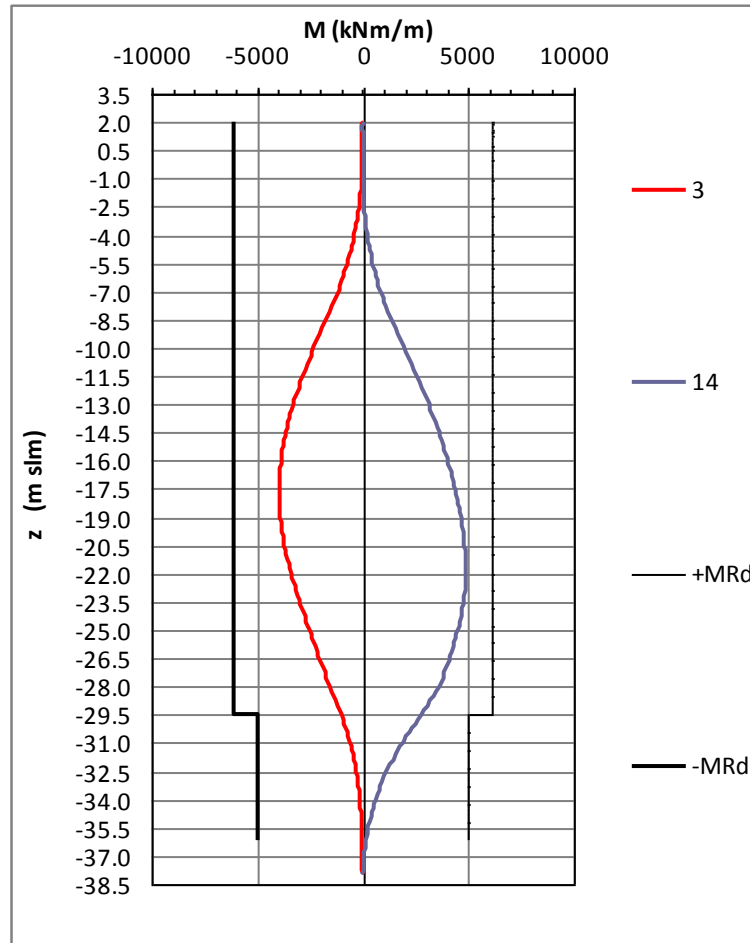


Diagramma dei momenti resistenti (Fase 3 e 14)

## 8.2 SEZIONE TIPO "6"

Nel presente capitolo viene studiata la sezione Tipo "6" del marginamento a mare tratta "BC", in particolare il tratto che va dal sondaggio M9 al sondaggio M7. Per questa tratta è stata considerata una sezione di calcolo virtuale, a favore di sicurezza, che ha la stratigrafia del sondaggio peggiore.

Dal calcolo emerge che è necessaria un'infissione del monopalo di circa 10 m all'interno del deposito argilloso, per cui, nel progetto redatto l'altezza dei monopali in codesto tratto è stata determinata garantendo sempre un'infissione minima di 10 m all'interno del deposito argilloso grigio-azzurro.

La lunghezza totale del monopalo nella sezione virtuale di calcolo è pari a  $2.00+37.00 = 39.00$  m d'altezza con spessore da 22 mm.

Il monopalo è stato studiato sia in condizioni drenate che non drenate, per le verifiche strutturali si sono assunte le sollecitazioni massime tra le due.

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le deformazioni risultanti della sezione di calcolo "6", riprese dal paragrafo relativo all'elaborazione geotecnica.



### Autorità Portuale di Taranto

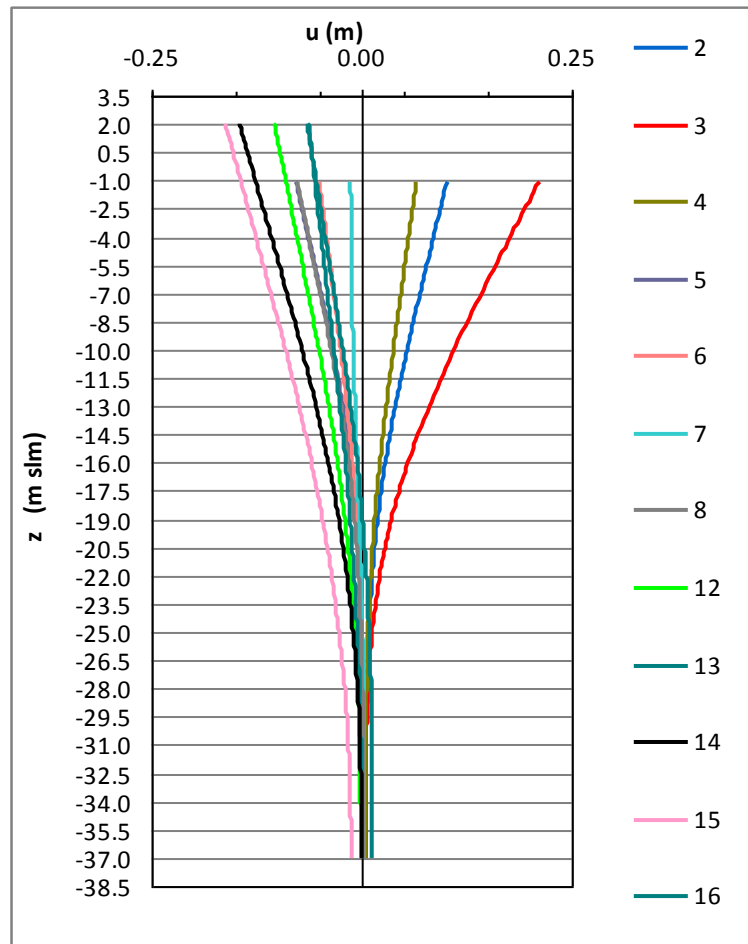
Interventi per il dragaggio di  $2,3 \text{ M m}^3$  di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

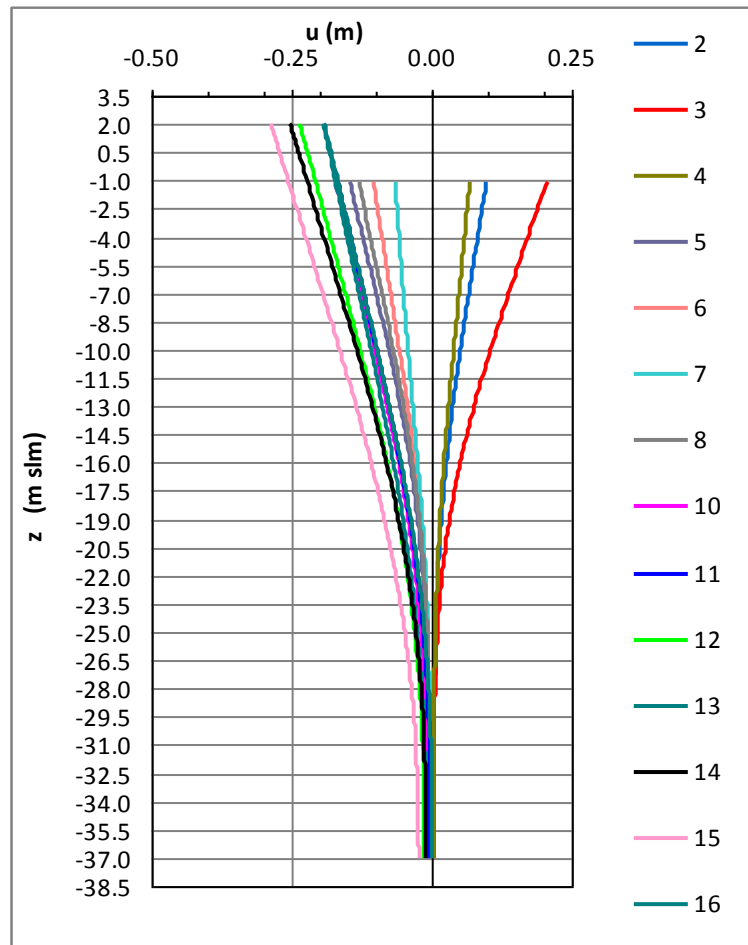
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

## 8.2.1 Risultati: diagrammi di inviluppo

Di seguito riportiamo i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni e delle deformazioni massime relative ai principali risultati della "Relazione geotecnica e di calcolo":



*Inviluppo delle deformate: Condizione di carico drenata*

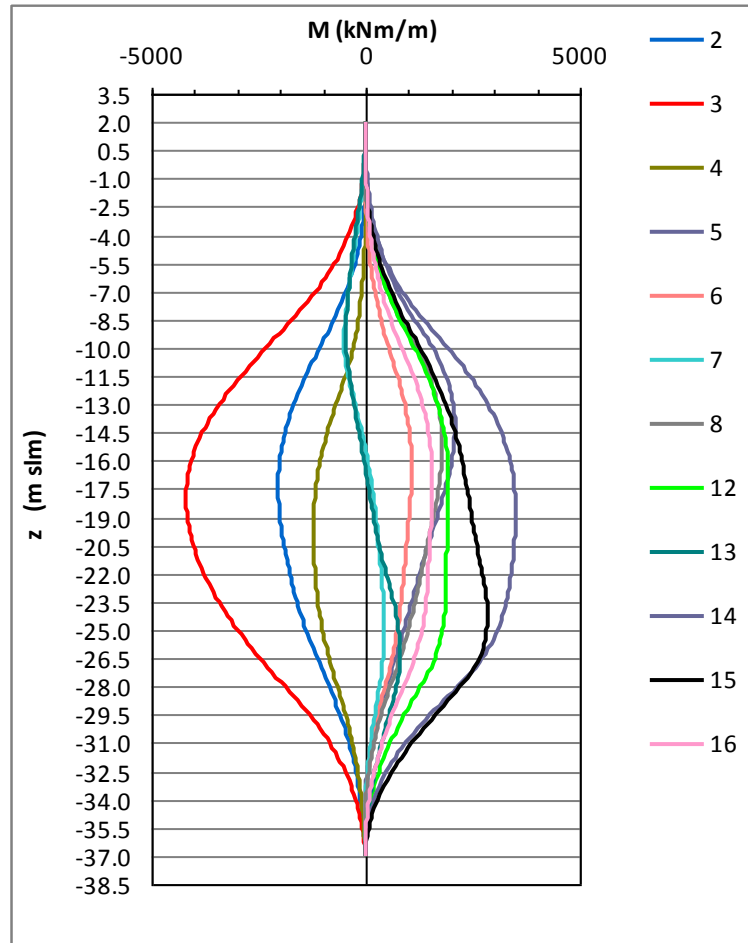


Inviluppo delle deformate: Condizione di carico non drenata

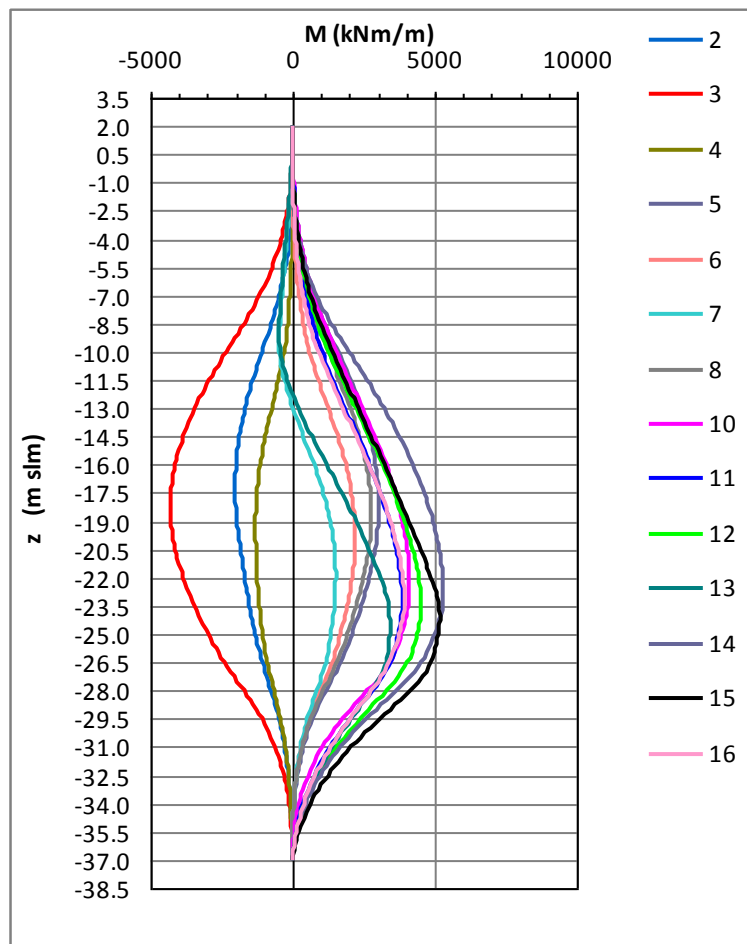
$U_{max} = 28.7 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 15 - cond. non drenata: riempimento vasca+sisma)

$U_{max} = 23.5 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 12 – cond. non drenata con il piazzale in esercizio)





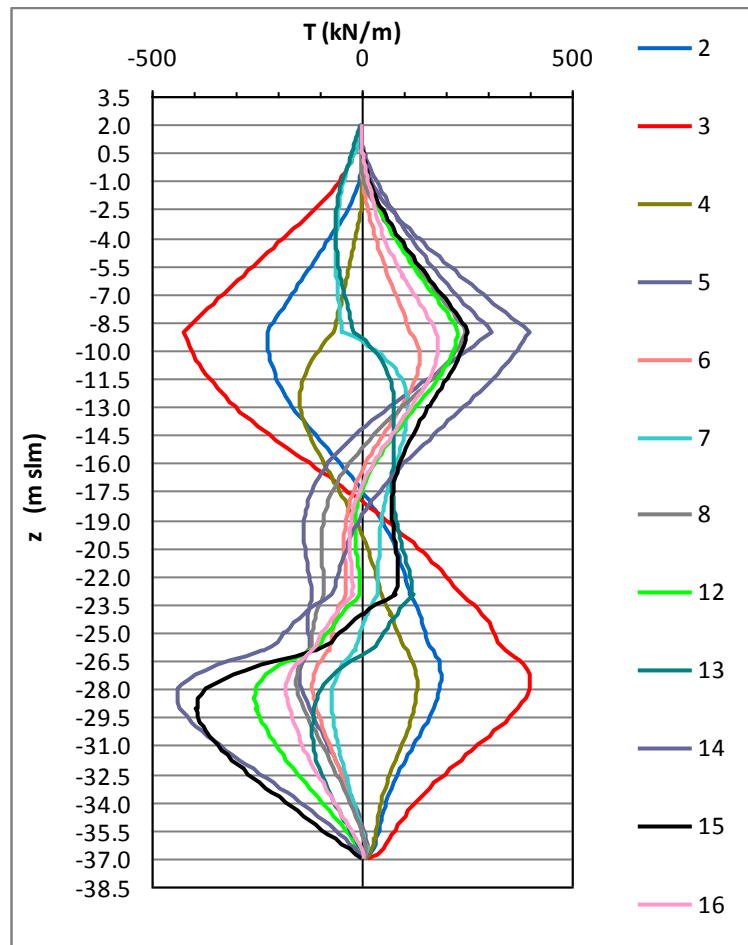
Inviluppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico drenata



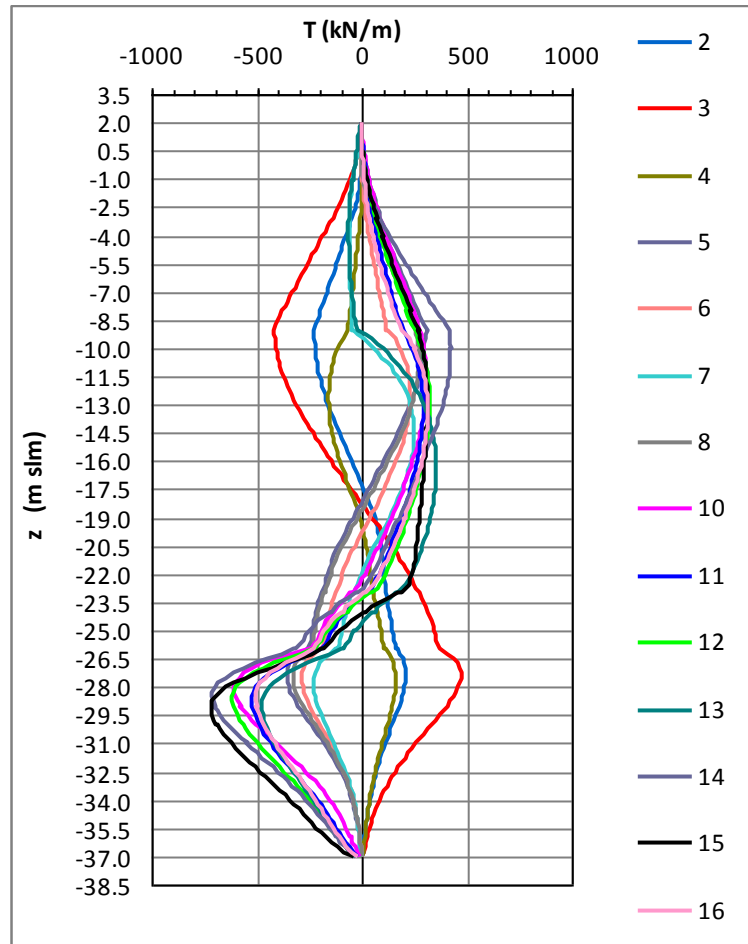
Involuppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico non drenata

$M_{min} = -4295.25 \text{ kNm/m}$  (  $z = -18.25 \text{ m}$  ) – ( Fase provvisoria 3 - cond. non drenata: svuotamento+ onda di cresta)

$M_{max} = 5312.47 \text{ kNm/m}$  (  $z = -22.75 \text{ m}$  ) – ( Fase definitiva 14 - cond. non drenata: riempimento vasca+cavo d'onda)



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico drenata



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico non drenata

Tmax = 710.16 kN/m (z=-29.50 m) (Fase definitiva 15 - cond. cond. non drenata: riempimento vasca+ sisma)

## 8.2.2 Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo

Di seguito vengono indicate le sollecitazioni massime di verifica nelle rispettive sezioni calcolo:

Sezione	Quota (m)	Tipologia di sezione
1	Da +2.00 m a -28.00 m	Tubo $\phi 3000/22$ +gargame
2	Da -28.00 m a -37.00 m	Tubo $\phi 3000/22$

### Sezioni di calcolo

Sezioni	Momento paratia		Taglio paratia	
	(kN-m/m)	Z (m s.l.m.)	(kN/m)	Z (m s.l.m.)
1	5312.47	-22.75	699.85	-28.00
2	3638.38	-28.00	710.16	-29.50

### Sollecitazioni massime sulla paratia

### 8.2.3 Verifica di deformabilità

Il valore dello spostamento massimo in esercizio si ha in fase 12 (Esercizio del piazzale) ed è pari a 22.6 cm è compatibile con la funzionalità dell'opera.

### 8.2.4 Verifiche strutturali

Come detto in precedenza le sollecitazioni riportate nelle tabelle precedenti sono riferite a metro lineare di paratia.

Pertanto, esse dovranno essere moltiplicate per l'interasse dei monopali pari a 8.90 m.

Inoltre, per le verifiche di resistenza occorre tener conto anche del peso proprio del palo e della trave di banchina se presente, mentre in fase finale occorre considerare anche il sovraccarico accidentale se presente sulla banchina.

Quindi si ha:

$$\text{Peso, palo} = \pi \cdot 2.956^2 / 4 \cdot 25 + \pi \cdot (3.00^2 - 2.956^2) / 4 \cdot 78.50 = 187.73 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime e minime, sul singolo monopalo, relative alle diverse sezioni di calcolo prese in esame:

Sezioni	Momento palo		Taglio palo		Sforzo normale palo	
	(kN-m)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)
<b>1</b>	4728.1	-22.75	6228.7	-28.00	5552.1	-22.75
<b>2</b>	32381.6	-28.00	6320.4	-29.50	6833.4	-28.00

*Sollecitazioni massime sul singolo monopalo*

Le verifiche strutturali delle varie sezioni vengono effettuate considerando la sezione tubolare che, in base alla Tabella 4.2.VI del DM08, è di classe 4, per la cui verifica occorre applicare il metodo elastico (DM 14/01/2008: §4.3.4.2.1.1).

Tra l'altro non è possibile attingere alle resistenze elastiche della sezione in quanto possono verificarsi fenomeni di instabilità assiale e locale.

Quindi, la valutazione delle resistenze elastiche massime della sezione in acciaio è stata effettuata secondo le disposizioni presenti sull'Eurocodice 3-1-6. e di seguito riportate:

**INSTABILITA' TUBI SECONDO EC3-1-6**

d	3000	mm
t	22	mm
l	25	m
r	1500	
E	210000	MPa
A	205824.6	mm <sup>2</sup>
J	2.28E+11	mm <sup>4</sup>
W	1.52E+08	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	355	MPa
γ <sub>M1</sub>	1.05	

**Axial compression (D.1.2)**

ω	137.62	long cylinder	(D.1)
ω<	1.7	short	NO
ω<	34.09	medium	NO
ω>	34.09	long	OK

(6) long cylinder (ω > 0.5r/t)

C <sub>xb</sub>	6	(Table D.1)
C <sub>xN</sub>	0.90	(D.9)
C <sub>x</sub>	0.90	(D.8)

σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa	(D.2)
--------------------	--------	-----	-------

(7) alternative for long cylinder

Se:

r/t	68.18	<	150	OK	(D.11)
ω	137.62	<	409.1	OK	
500 ≤ E/fyk	591.5	≤	1000	OK	

C <sub>x</sub>	1.00	(D.13)
----------------	------	--------

σ <sub>x,Rcr</sub>	1863.4	MPa	(D.2)
--------------------	--------	-----	-------

→ σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa
----------------------	--------	-----

**Shear (D.1.4)**

$\omega$	137.62	medium cylinder	(D.1)
$\omega <$	10	short	NO
$\omega <$	593.18	medium	OK
$\omega >$	593.18	long	NO

(4) medium length cylinder

$C_{\tau}$  1.0 (D.34)

$\tau_{x0,Rcr}$  196.91 MPa (D.32)

**Axial buckling parameters (D.1.2.2)**

(5) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	18	necessaria verifica
Q	25			(Table D.2)
$\Delta W_k$	7.27			(D.15)
$\alpha_x$	0.45			(D.14)
$\lambda_{x0}$	0.30			(D.17)
$\beta$	0.60			(D.16)
$\eta$	1.00			(D.16)

**Shear buckling parameters (D.1.4.2)**

(3) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	12	necessaria verifica
$\alpha_{\tau}$	0.65			(Table D.6)
$\lambda_{\tau 0}$	0.40			(D.39)
$\beta$	0.60			(D.39)
$\eta$	1.00			(D.39)

**Design resistance (buckling strenght) (8.5.2)**

$\sigma_{x,Rcr}$	1674.8	MPa	
$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa	
$\lambda_x$	0.46		...(8.17)
$\lambda_{\tau}$	1.02		...(8.17)
$\lambda_{px}$	1.06		...(8.16)
$\lambda_{p\tau}$	1.27		...(8.16)

(4) buckling reduction factor  $X_x$

1	se	0.46	$\leq$	0.30	NO
0.87	se	0.46	$<$	1.06	OK
2.11	se	0.46	$\geq$	1.06	NO

$X_x$  0.87

(4) buckling reduction factor  $X_{\tau}$

1	se	1.02	$\leq$	0.40	NO
0.57	se	1.02	$<$	1.27	OK
0.62	se	1.02	$\geq$	1.27	NO

$X_{\tau}$  0.57



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



(3) characteristic buckling stresses

$f_{yk}$	355	MPa	
$X_x$	0.87		
$X_\tau$	0.57		
$\sigma_{x,Rk}$	309.9	MPa	...(8.12)
$\tau_{x\theta,Rk}$	117.8	MPa	...(8.12)

(1) design bucling stresses

$\gamma_{M1}$	1.05		
$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa	...(8.11)
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa	...(8.11)

**Stress limitation (buckling strength verification) (8.5.3)**

Combination of axial compression and shear (D.1.6)

$k_x$	1.90	(D.46)
$k_\tau$	1.89	(D.48)
$k_i$	0	(D.49)

$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa

Le tensioni devono essere combinate come segue:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left( \frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} \leq 1$$

La tensione assiale nell'acciaio è dovuta principalmente alla sola flessione, mentre la compressione si trasmette attraverso il calcestruzzo presente all'interno del monopalo direttamente alle argille grigio-azzurre.

Inoltre, nel punto di massimo della tensione assiale, la tensione tangenziale è nulla.

Noto il tasso di lavoro dell'acciaio, si passa al calcolo delle sollecitazioni resistenti delle singole sezioni individuate sopra, considerando le loro caratteristiche inerziali elastiche ( $W_{elas}$ ):

Calcolo del taglio resistente sul monopalo (sezione tubolare)

$$T_{Rd} = (2A/\pi) * \tau_{Rd} = (2 * 0.2058/\pi) * 112.2 * 1000 = 14707.5 \text{ kN} > T_{Ed} = 6320.4 \text{ kN}$$

**SEZIONE 1: TUBOLARE CON GARGAME COLLABORANTE (da quota +2.00 m, a quota -28.00 m)**Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2895 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2744 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1829 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1895 / 8.9 = 6283 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 5313.47 \text{ kNm/m}$$

**SEZIONE 2: SOLO TUBOLARE (da quota - 28.00 m, a quota -38.00 m)**Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2058 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2282 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1521 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1521 / 8.9 = 5043 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 3638.38 \text{ kNm/m}$$

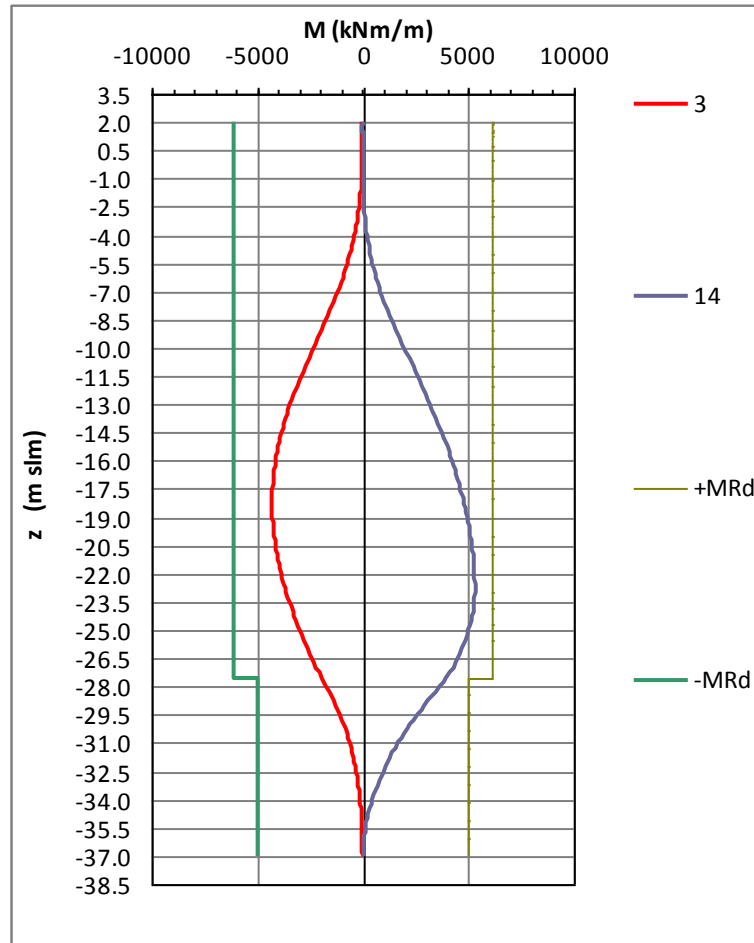


Diagramma dei momenti resistenti (Fase 3 e 14)

### 8.3 SEZIONE TIPO "7"

Nel presente capitolo viene studiata la sezione Tipo "7" del marginamento a mare tratta "BC", in particolare il tratto che va dal sondaggio M9 al sondaggio M14. Per questa tratta è stata considerata una sezione di calcolo virtuale, a favore di sicurezza, che ha la stratigrafia del sondaggio peggiore.

Dal calcolo emerge che è necessaria un'infissione del monopalo di circa 10 m all'interno del deposito argilloso, per cui, nel progetto redatto l'altezza dei monopali in codesto tratto è stata determinata garantendo sempre un'infissione minima di 10 m all'interno del deposito argilloso grigio-azzurro.

La lunghezza totale del monopalo nella sezione virtuale di calcolo è pari a  $2.00+38.00 = 40.00$  m d'altezza con spessore da 22 mm.

Il monopalo è stato studiato sia in condizioni drenate che non drenate, per le verifiche strutturali si sono assunte le sollecitazioni massime tra le due.

Di seguito si riportano le sollecitazioni e le deformazioni risultanti della sezione di calcolo "7", riprese dal paragrafo relativo all'elaborazione geotecnica.



#### Autorità Portuale di Taranto

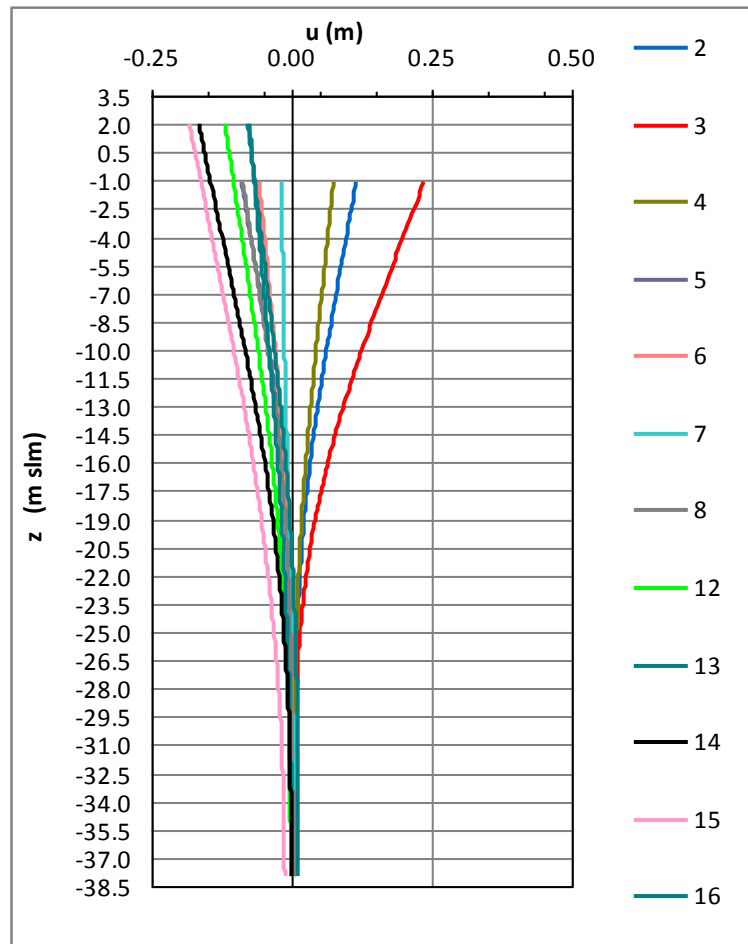
Interventi per il dragaggio di  $2,3 \text{ M m}^3$  di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

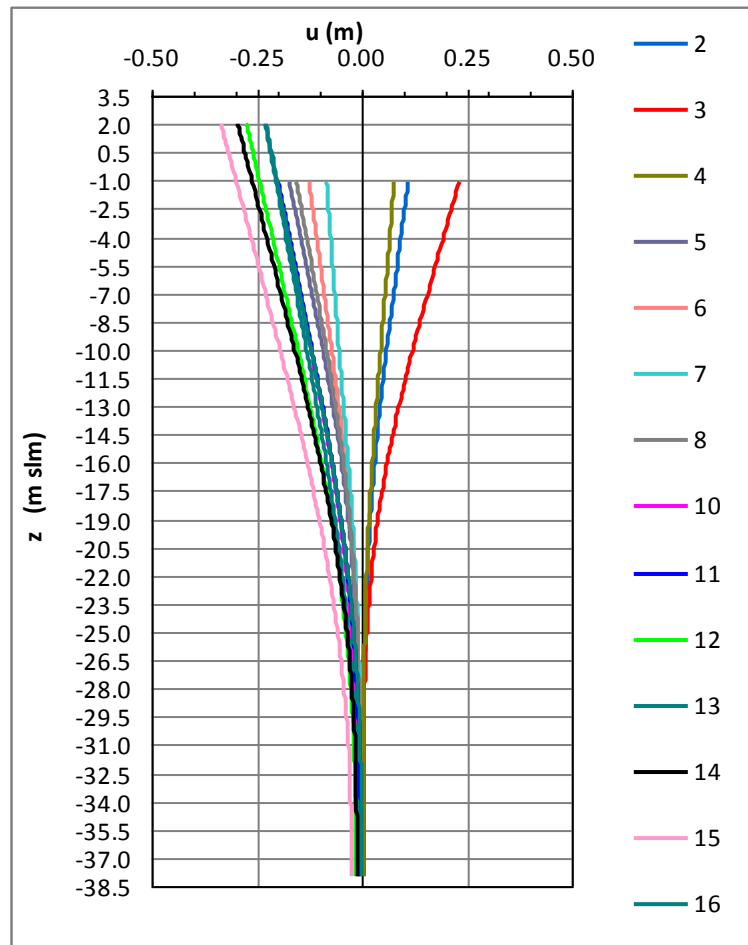
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 8.3.1 Risultati: diagrammi di inviluppo

Di seguito riportiamo i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni e delle deformazioni massime relative ai principali risultati della "Relazione geotecnica e di calcolo":



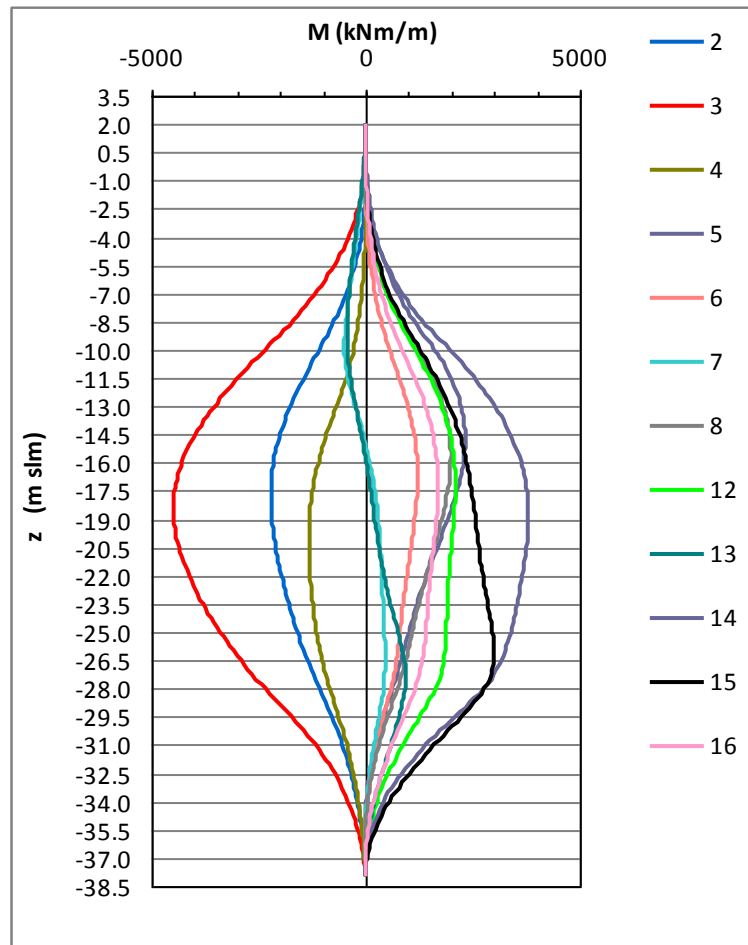
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico drenata



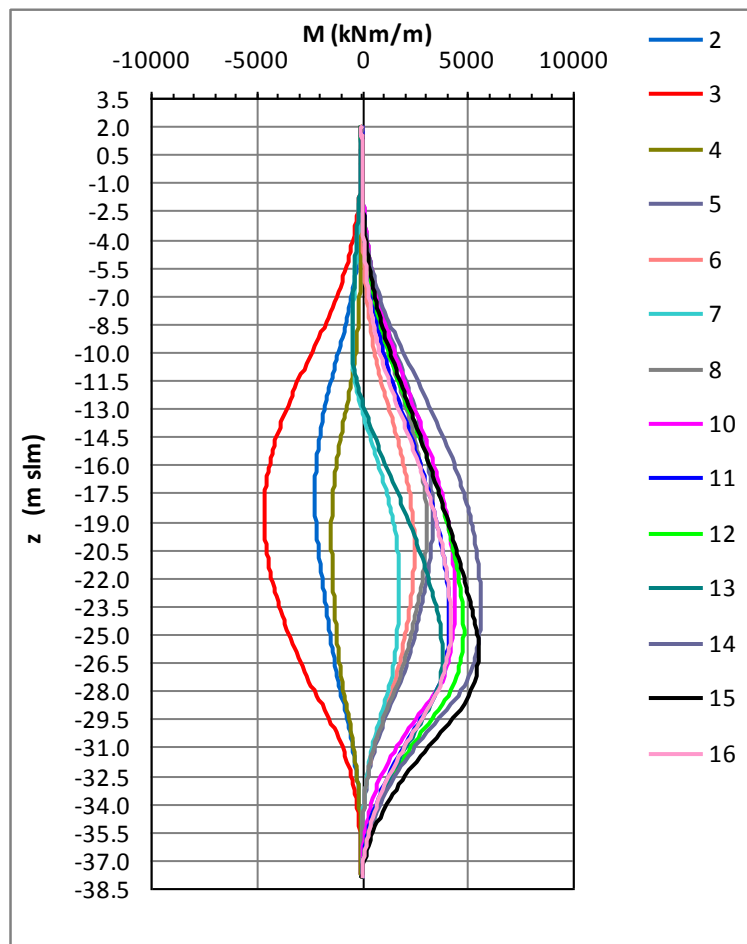
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico non drenata

$U_{max} = 33.4.0 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 15 - cond. non drenata: riempimento vasca+sisma)

$U_{max} = 27.4 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 12 – cond. non drenata con il piazzale in esercizio)



Inviluppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico drenata

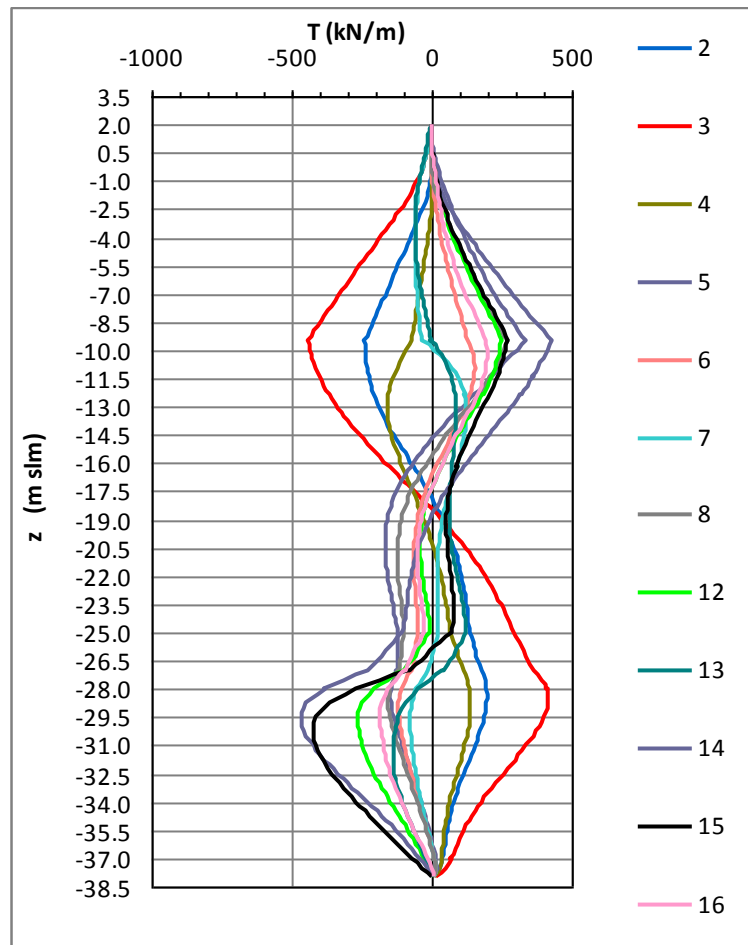


Involuppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico non drenata

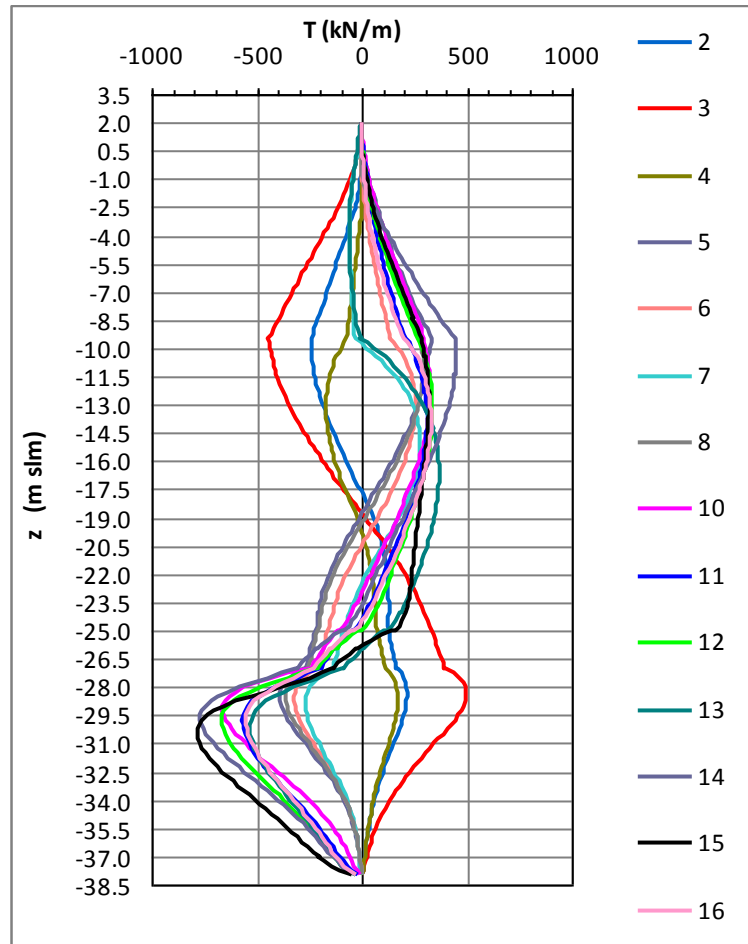
$M_{min} = -4623.99 \text{ kNm/m}$  (  $z = -18.76 \text{ m}$  )– (Fase provvisoria 3 - cond. non drenata: svuotamento+ onda di cresta)

$M_{max} = 5541.48 \text{ kNm/m}$  (  $z = -25.75 \text{ m}$  )– (Fase definitiva 15 - cond. non drenata: riempimento vasca+cavo d'onda)





Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico drenata



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico non drenata

$T_{max} = 783.81 \text{ kN/m}$  ( $z = -30.50 \text{ m}$ ) - Sez. tubo acc (Fase definitiva 15 - cond. cond. non drenata: riempimento vasca+ sisma)

### 8.3.2 Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo

Di seguito vengono indicate le sollecitazioni massime di verifica nelle rispettive sezioni calcolo:

Sezione	Quota (m)	Tipologia di sezione
1	Da +2.00 m a -29.00 m	Tubo $\phi 3000/22$ +gargame
2	Da -29.00 m a -38.00 m	Tubo $\phi 3000/22$

#### Sezioni di calcolo

Sezioni	Momento paratia		Taglio paratia	
	(kN-m/m)	Z (m s.l.m.)	(kN/m)	Z (m s.l.m.)
1	5541.48	-25.75	744.97	-29.00
2	4679.04	-29.00	783.81	-30.50

#### Sollecitazioni massime sulla paratia

### 8.3.3 Verifica di deformabilità

Il valore dello spostamento massimo in esercizio si ha in fase 12 (Esercizio del piazzale) ed è pari a 27.4 cm è compatibile con la funzionalità dell'opera.

### 8.3.4 Verifiche strutturali

Come detto in precedenza le sollecitazioni riportate nelle tabelle precedenti sono riferite a metro lineare di paratia.

Pertanto, esse dovranno essere moltiplicate per l'interasse dei monopali pari a 8.90 m.

Inoltre, per le verifiche di resistenza occorre tener conto anche del peso proprio del palo e della trave di banchina se presente, mentre in fase finale occorre considerare anche il sovraccarico accidentale se presente sulla banchina se presente.

Quindi si ha:

$$\text{Peso,palo} = \pi \cdot 2.956^2 / 4 \cdot 25 + \pi \cdot (3.00^2 - 2.956^2) / 4 \cdot 78.50 = 187.73 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime e minime, sul singolo monopalo, relative alle diverse sezioni di calcolo prese in esame:

Sezioni	Momento palo		Taglio palo		Sforzo normale palo	
	(kN-m)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)
<b>1</b>	49319.2	-25.75	6630.2	-29.00	7077.4	-25.75
<b>2</b>	41643.5	-29.00	6975.9	-30.50	7443.5	-29.00

*Sollecitazioni massime sul singolo monopalo*

Le verifiche strutturali delle varie sezioni vengono effettuate considerando la sezione tubolare che, in base alla Tabella 4.2.VI del DM08, è di classe 4, per la cui verifica occorre applicare il metodo elastico (DM 14/01/2008: §4.3.4.2.1.1).

Tra l'altro non è possibile attingere alle resistenza elastiche della sezione in quanto possono verificarsi fenomeni di instabilità assiale e locale.

Quindi, la valutazione delle resistenza elastica massima della sezione in acciaio è stata effettuata secondo le disposizioni presenti sull'Eurocodice 3-1-6. e di seguito riportate:

### INSTABILITA' TUBI SECONDO EC3-1-6

d	3000	mm
t	22	mm
l	25	m
r	1500	
E	210000	MPa
A	205824.6	mm <sup>2</sup>
J	2.28E+11	mm <sup>4</sup>
W	1.52E+08	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	355	MPa
γ <sub>M1</sub>	1.05	

#### Axial compression (D.1.2)

ω	137.62	long cylinder	(D.1)
ω<	1.7	short	NO
ω<	34.09	medium	NO
ω>	34.09	long	OK

#### (6) long cylinder (ω > 0.5r/t)

C <sub>xb</sub>	6	(Table D.1)
C <sub>xN</sub>	0.90	(D.9)
C <sub>x</sub>	0.90	(D.8)
σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa (D.2)

#### (7) alternative for long cylinder

Se:

r/t	68.18	<	150	OK	(D.11)
ω	137.62	<	409.1	OK	
500 ≤ E/fyk	591.5	≤	1000	OK	

C <sub>x</sub>	1.00	(D.13)
----------------	------	--------

σ <sub>x,Rcr</sub>	1863.4	MPa (D.2)
--------------------	--------	-----------

→ σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa
----------------------	--------	-----

**Shear (D.1.4)**

$\omega$	137.62	medium cylinder	(D.1)
$\omega <$	10	short	NO
$\omega <$	593.18	medium	OK
$\omega >$	593.18	long	NO

(4) medium length cylinder

$C_{\tau}$  1.0 (D.34)

$\tau_{x0,Rcr}$  196.91 MPa (D.32)

**Axial buckling parameters (D.1.2.2)**

(5) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	18	necessaria verifica
Q	25			(Table D.2)
$\Delta W_k$	7.27			(D.15)
$\alpha_x$	0.45			(D.14)
$\lambda_{x0}$	0.30			(D.17)
$\beta$	0.60			(D.16)
$\eta$	1.00			(D.16)

**Shear buckling parameters (D.1.4.2)**

(3) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	12	necessaria verifica
$\alpha_{\tau}$	0.65			(Table D.6)
$\lambda_{\tau 0}$	0.40			(D.39)
$\beta$	0.60			(D.39)
$\eta$	1.00			(D.39)

**Design resistance (buckling strenght) (8.5.2)**

$\sigma_{x,Rcr}$	1674.8	MPa	
$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa	
$\lambda_x$	0.46		...(8.17)
$\lambda_{\tau}$	1.02		...(8.17)
$\lambda_{px}$	1.06		...(8.16)
$\lambda_{p\tau}$	1.27		...(8.16)

(4) buckling reduction factor  $X_x$

1	se	0.46	$\leq$	0.30	NO
0.87	se	0.46	$<$	1.06	OK
2.11	se	0.46	$\geq$	1.06	NO

$X_x$  0.87

(4) buckling reduction factor  $X_{\tau}$

1	se	1.02	$\leq$	0.40	NO
0.57	se	1.02	$<$	1.27	OK
0.62	se	1.02	$\geq$	1.27	NO

$X_{\tau}$  0.57



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

(3) characteristic buckling stresses

$f_{yk}$	355	MPa	
$X_x$	0.87		
$X_\tau$	0.57		
$\sigma_{x,Rk}$	309.9	MPa	...(8.12)
$\tau_{x\theta,Rk}$	117.8	MPa	...(8.12)

(1) design bucling stresses

$\gamma_{M1}$	1.05		
$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa	...(8.11)
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa	...(8.11)

**Stress limitation (buckling strength verification) (8.5.3)**

Combination of axial compression and shear (D.1.6)

$k_x$	1.90	(D.46)
$k_\tau$	1.89	(D.48)
$k_i$	0	(D.49)

$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa

Le tensioni devono essere combinate come segue:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left( \frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} \leq 1$$

La tensione assiale nell'acciaio è dovuta principalmente alla sola flessione, mentre la compressione si trasmette attraverso il calcestruzzo presente all'interno del monopalo direttamente alle argille grigio-azzurre.

Inoltre, nel punto di massimo della tensione assiale, la tensione tangenziale è nulla.

Noto il tasso di lavoro dell'acciaio, si passa al calcolo delle sollecitazioni resistenti delle singole sezioni individuate sopra, considerando le loro caratteristiche inerziali elastiche ( $W_{elas}$ ):

Calcolo del taglio resistente sul monopalo (sezione tubolare)

$$T_{Rd} = (2A/\pi) * \tau_{Rd} = (2 * 0.2058/\pi) * 112.2 * 1000 = 14707.5 \text{ kN} > T_{Ed} = 6975.9 \text{ kN}$$

**SEZIONE 1: TUBOLARE CON GARGAME COLLABORANTE (da quota +2.00 m, a quota -29.00 m)**Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2895 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2744 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1829 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1895 / 8.9 = 6283 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 5541.48 \text{ kNm/m}$$

**SEZIONE 2: SOLO TUBOLARE (da quota - 29.00 m, a quota -38.00 m)**Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2058 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2282 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1521 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1521 / 8.9 = 5043 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 4679.04 \text{ kNm/m}$$

**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



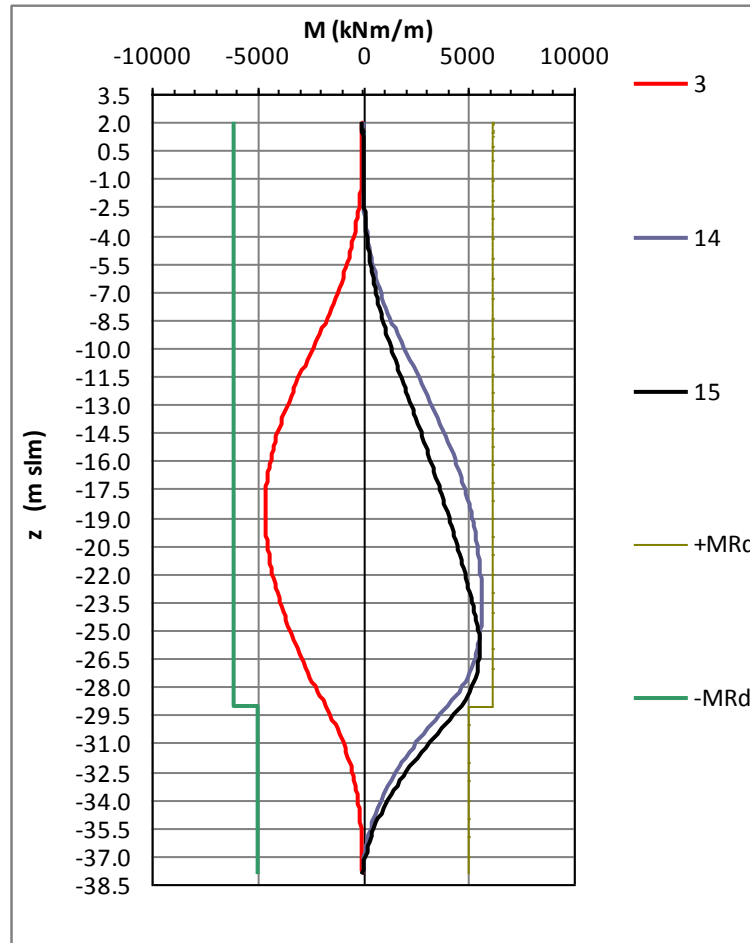


Diagramma dei momenti resistenti (Fase 3, 14 e 15)

## 8.4 SEZIONE TIPO "8"

Nel presente capitolo viene studiata la sezione Tipo "8" del marginamento a mare tratta "BC", in particolare il tratto che va dal sondaggio M14 al sondaggio M15. Per questa tratta è stata considerata una sezione di calcolo virtuale, a favore di sicurezza, che ha la stratigrafia del sondaggio peggiore.

Dal calcolo emerge che è necessaria un'infissione del monopalo di circa 10 m all'interno del deposito argilloso, per cui, nel progetto redatto l'altezza dei monopali in codesto tratto è stata determinata garantendo sempre un'infissione minima di 10 m all'interno del deposito argilloso grigio-azzurro.

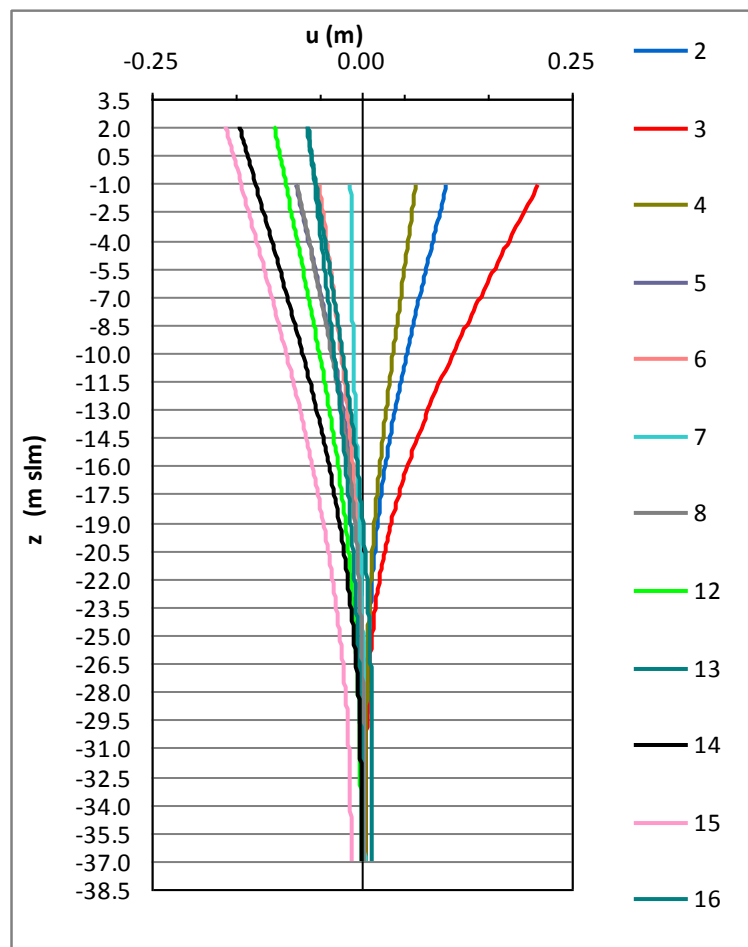
La lunghezza totale del monopalo nella sezione virtuale di calcolo è pari a  $2.00+37.00 = 39.00$  m d'altezza con spessore da 22 mm.

Il monopalo è stato studiato sia in condizioni drenate che non drenate, per le verifiche strutturali si sono assunte le sollecitazioni massime tra le due.

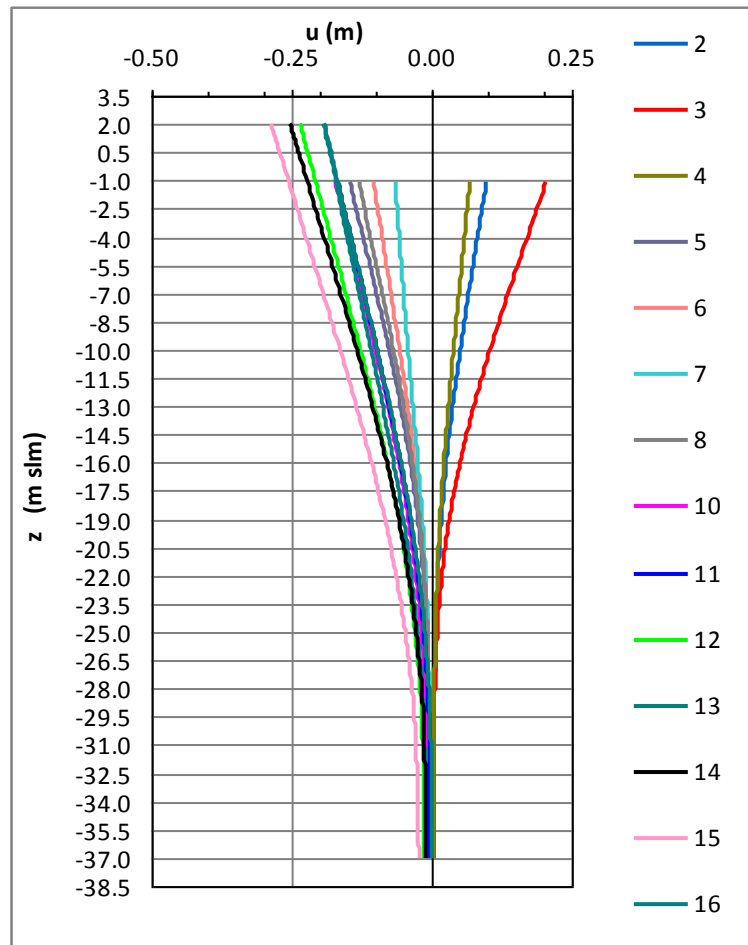
Di seguito si riportano le sollecitazioni e le deformazioni risultanti della sezione di calcolo "8", riprese dal paragrafo relativo all'elaborazione geotecnica.

### 8.4.1 Risultati: diagrammi di inviluppo

Di seguito riportiamo i diagrammi di inviluppo delle sollecitazioni e delle deformazioni massime relative ai principali risultati della "Relazione geotecnica e di calcolo":



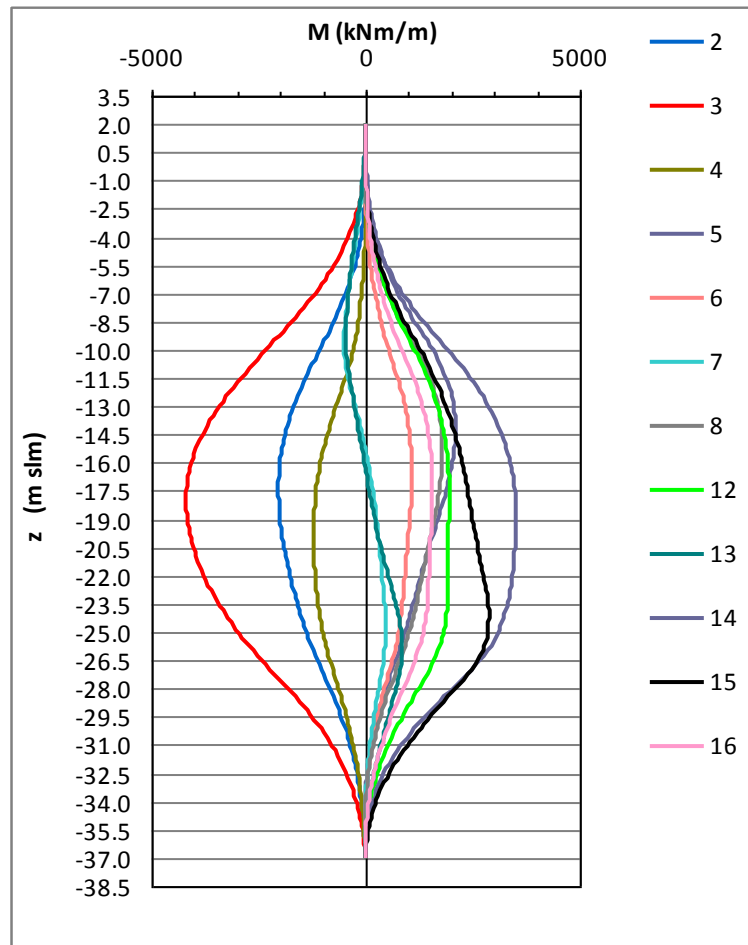
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico drenata



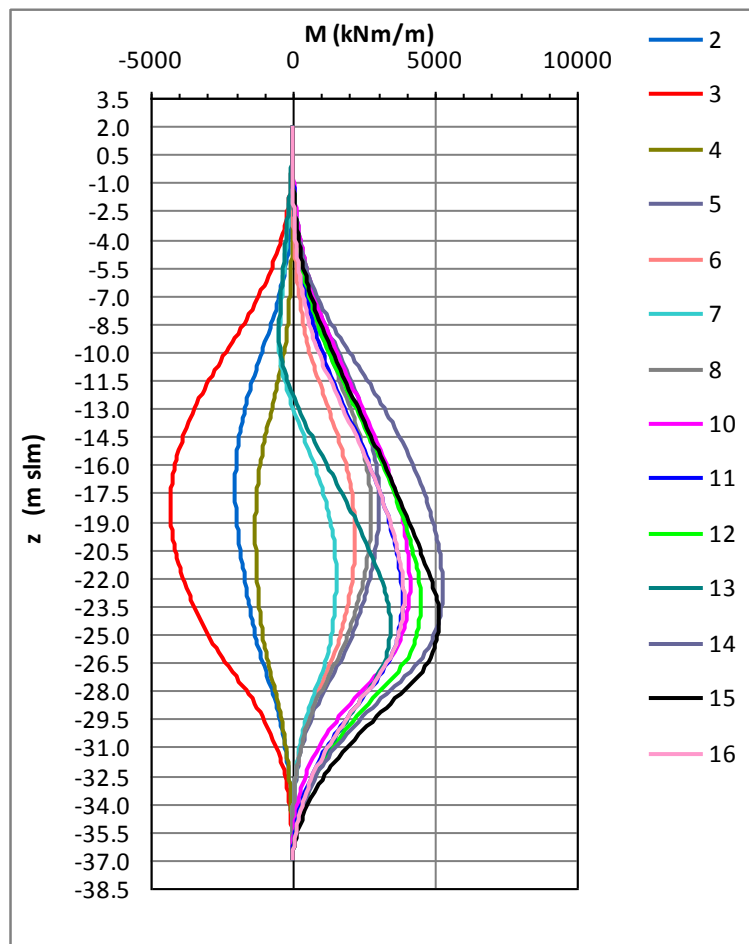
Inviluppo delle deformate: Condizione di carico non drenata

$U_{max} = 28.7 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 15 - cond. non drenata: riempimento vasca+sisma)

$U_{max} = 23.5 \text{ cm}$  ( $z=2.00 \text{ m}$ ) (Fase definitiva 12 – cond. non drenata con il piazzale in esercizio)



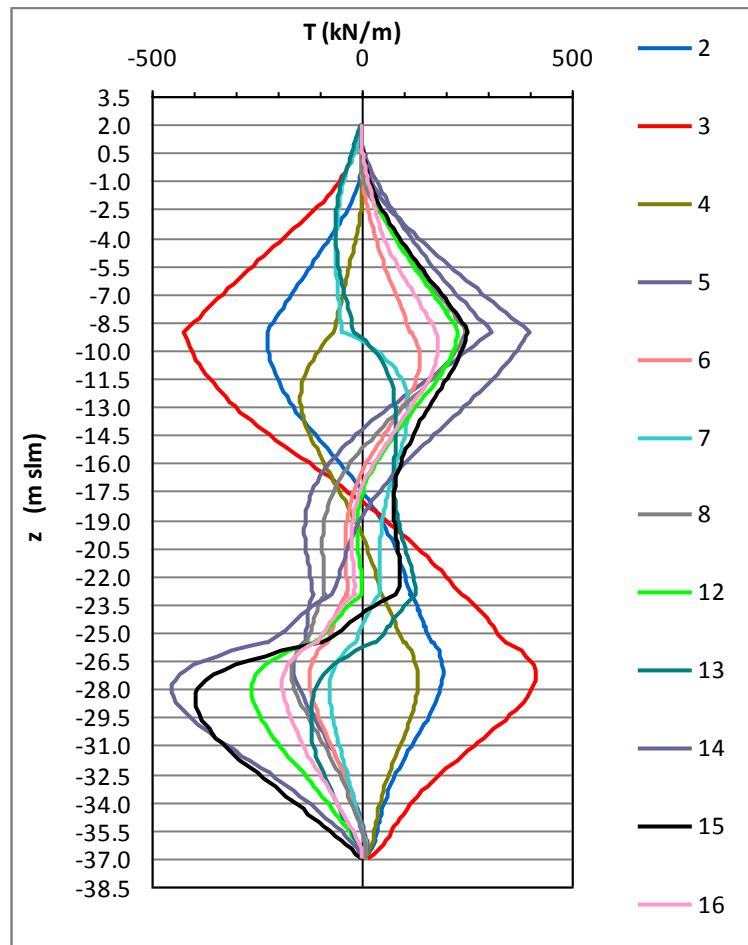
Involuppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico drenata



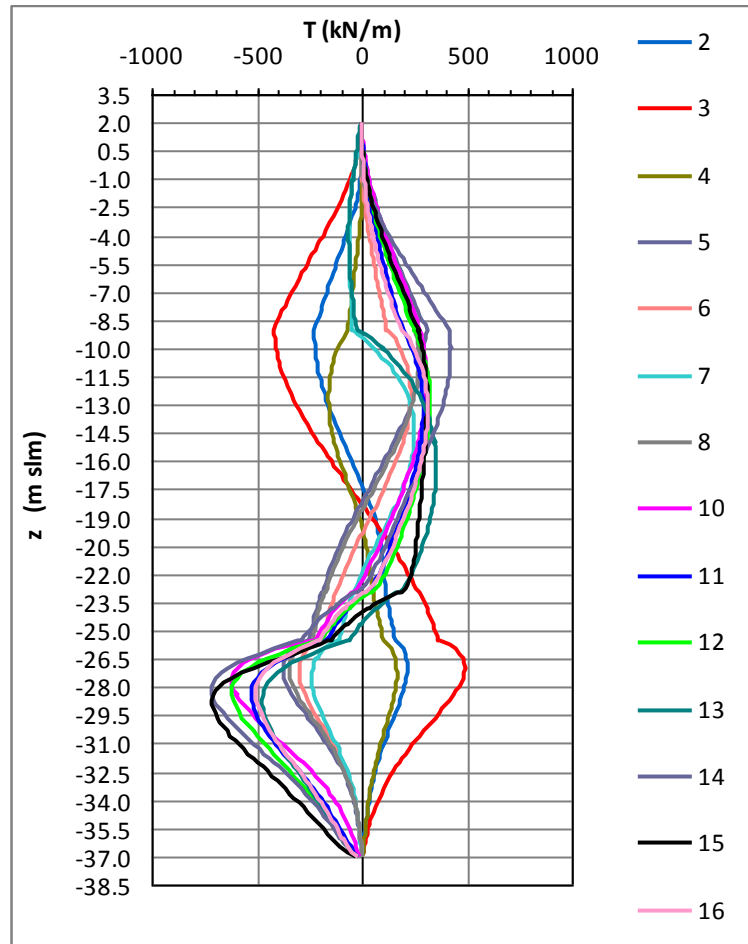
Involuppo dei momenti allo SLU : Condizione di carico non drenata

$M_{min} = -4297.74 \text{ kNm/m}$  ( $z = -18.25 \text{ m}$ )– (Fase provvisoria 3 - cond. non drenata: svuotamento+ onda di cresta)

$M_{max} = 5294.74 \text{ kNm/m}$  ( $z = -22.75 \text{ m}$ )– (Fase definitiva 14 - cond. non drenata: riempimento vasca+cavo d'onda)



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico drenata



Inviluppo dei tagli allo SLU : Condizione di carico non drenata

$T_{max} = 491.85 \text{ kNm/m}$  ( $z = -27.0 \text{ m}$ ) - (Fase provvisoria 3 - cond. non drenata: svuotamento+ onda di cresta)

$T_{max} = 715.52 \text{ kN/m}$  ( $z = -28.00 \text{ m}$ ) - (Fase definitiva 14 - cond. cond. non drenata: riempimento vasca+ cavo d'onda)



## 8.4.2 Sollecitazioni di verifica e sezioni di calcolo

Di seguito vengono indicate le sollecitazioni massime di verifica nelle rispettive sezioni calcolo:

Sezione	Quota (m)	Tipologia di sezione
1	Da +2.00 m a -27.50 m	Tubo $\phi$ 3000/22+gargame
2	Da -27.50 m a -37.00 m	Tubo $\phi$ 3000/22

### Sezioni di calcolo

Sezioni	Momento paratia		Taglio paratia	
	(kN-m/m)	Z (m s.l.m.)	(kN/m)	Z (m s.l.m.)
1	5294.74	-22.75	695.67	-27.50
2	4259.35	-27.50	715.52	-28.00

### Sollecitazioni massime sulla paratia

### 8.4.3 Verifica di deformabilità

Il valore dello spostamento massimo in esercizio si ha in fase 12 (Esercizio del piazzale) ed è pari a 23.5 cm è compatibile con la funzionalità dell'opera.

### 8.4.4 Verifiche strutturali

Come detto in precedenza le sollecitazioni riportate nelle tabelle precedenti sono riferite a metro lineare di paratia.

Pertanto, esse dovranno essere moltiplicate per l'interasse dei monopali pari a 8.90 m.

Inoltre, per le verifiche di resistenza occorre tener conto anche del peso proprio del palo e della trave di banchina se presente, mentre in fase finale occorre considerare anche il sovraccarico accidentale se presente sulla banchina se presente.

Quindi si ha:

$$\text{Peso, palo} = \pi \cdot 2.956^2 / 4 \cdot 25 + \pi \cdot (3.00^2 - 2.956^2) / 4 \cdot 78.50 = 187.73 \text{ kN/ml}$$

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime e minime, sul singolo monopalo, relative alle diverse sezioni di calcolo prese in esame:

Sezioni	Momento palo		Taglio palo		Sforzo normale palo	
	(kN-m)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)	(kN)	Z (m s.l.m.)
<b>1</b>	47123.2	-22.75	6218.2	-27.50	5552.2	-22.75
<b>2</b>	37908.2	-27.50	6368.2	-28.00	6711.4	-27.50

*Sollecitazioni massime sul singolo monopalo*

Le verifiche strutturali delle varie sezioni vengono effettuate considerando la sezione tubolare che, in base alla Tabella 4.2.VI del DM08, è di classe 4, per la cui verifica occorre applicare il metodo elastico (DM 14/01/2008: §4.3.4.2.1.1).

Tra l'altro non è possibile attingere alle resistenza elastiche della sezione in quanto possono verificarsi fenomeni di instabilità assiale e locale.

Quindi, la valutazione delle resistenza elastica massima della sezione in acciaio è stata effettuata secondo le disposizioni presenti sull'Eurocodice 3-1-6. e di seguito riportate:

### INSTABILITA' TUBI SECONDO EC3-1-6

d	3000	mm
t	22	mm
l	25	m
r	1500	
E	210000	MPa
A	205824.6	mm <sup>2</sup>
J	2.28E+11	mm <sup>4</sup>
W	1.52E+08	mm <sup>3</sup>
f <sub>yk</sub>	355	MPa
γ <sub>M1</sub>	1.05	

#### Axial compression (D.1.2)

ω	137.62	long cylinder	(D.1)
ω<	1.7	short	NO
ω<	34.09	medium	NO
ω>	34.09	long	OK

#### (6) long cylinder (ω > 0.5r/t)

C <sub>xb</sub>	6	(Table D.1)
C <sub>xN</sub>	0.90	(D.9)
C <sub>x</sub>	0.90	(D.8)
σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa (D.2)

#### (7) alternative for long cylinder

Se:					
r/t	68.18	<	150	OK	(D.11)
ω	137.62	<	409.1	OK	
	500 ≤ E/fyk	591.5 ≤	1000	OK	

C <sub>x</sub>	1.00	(D.13)
----------------	------	--------

σ <sub>x,Rcr</sub>	1863.4	MPa (D.2)
--------------------	--------	-----------

→ σ <sub>x,Rcr</sub>	1674.8	MPa
----------------------	--------	-----

**Shear (D.1.4)**

$\omega$	137.62	medium cylinder	(D.1)
$\omega <$	10	short	NO
$\omega <$	593.18	medium	OK
$\omega >$	593.18	long	NO

(4) medium length cylinder

$C_{\tau}$	1.0	(D.34)
------------	-----	--------

$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa	(D.32)
-----------------	--------	-----	--------

**Axial buckling parameters (D.1.2.2)**

(5) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	18	necessaria verifica
Q	25			(Table D.2)
$\Delta W_k$	7.27			(D.15)
$\alpha_x$	0.45			(D.14)
$\lambda_{x0}$	0.30			(D.17)
$\beta$	0.60			(D.16)
$\eta$	1.00			(D.16)

**Shear buckling parameters (D.1.4.2)**

(3) non serve se:

$r/t$	68.18	$\leq$	12	necessaria verifica
$\alpha_{\tau}$	0.65			(Table D.6)
$\lambda_{\tau 0}$	0.40			(D.39)
$\beta$	0.60			(D.39)
$\eta$	1.00			(D.39)

**Design resistance (buckling strenght) (8.5.2)**

$\sigma_{x,Rcr}$	1674.8	MPa
$\tau_{x0,Rcr}$	196.91	MPa
$\lambda_x$	0.46	...(8.17)
$\lambda_{\tau}$	1.02	...(8.17)
$\lambda_{px}$	1.06	...(8.16)
$\lambda_{p\tau}$	1.27	...(8.16)

(4) buckling reduction factor  $X_x$

1	se	0.46	$\leq$	0.30	NO
0.87	se	0.46	$<$	1.06	OK
2.11	se	0.46	$\geq$	1.06	NO

$X_x$  0.87

(4) buckling reduction factor  $X_{\tau}$

1	se	1.02	$\leq$	0.40	NO
0.57	se	1.02	$<$	1.27	OK
0.62	se	1.02	$\geq$	1.27	NO

$X_{\tau}$  0.57



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

(3) characteristic buckling stresses

$f_{yk}$	355	MPa	
$X_x$	0.87		
$X_\tau$	0.57		
$\sigma_{x,Rk}$	309.9	MPa	...(8.12)
$\tau_{x\theta,Rk}$	117.8	MPa	...(8.12)

(1) design bucling stresses

$\gamma_{M1}$	1.05		
$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa	...(8.11)
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa	...(8.11)

**Stress limitation (buckling strength verification) (8.5.3)**

Combination of axial compression and shear (D.1.6)

$k_x$	1.90	(D.46)
$k_\tau$	1.89	(D.48)
$k_i$	0	(D.49)

$\sigma_{x,Rd}$	295.1	MPa
$\tau_{x\theta,Rd}$	112.2	MPa

Le tensioni devono essere combinate come segue:

$$\left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} - k_i \left( \frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right) \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right) + \left( \frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}} \right)^{k_\theta} + \left( \frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} \leq 1$$

La tensione assiale nell'acciaio è dovuta principalmente alla sola flessione, mentre la compressione si trasmette attraverso il calcestruzzo presente all'interno del monopalo direttamente alle argille grigio-azzurre.

Inoltre, nel punto di massimo della tensione assiale, la tensione tangenziale è nulla.

Noto il tasso di lavoro dell'acciaio, si passa al calcolo delle sollecitazioni resistenti delle singole sezioni individuate sopra, considerando le loro caratteristiche inerziali elastiche ( $W_{elas}$ ):

Calcolo del taglio resistente sul monopalo (sezione tubolare)

$$T_{Rd} = (2A/\pi) * \tau_{Rd} = (2 * 0.2058/\pi) * 112.2 * 1000 = 14707.5 \text{ kN} > T_{Ed} = 6368.2 \text{ kN}$$

### **SEZIONE 1: TUBOLARE CON GARGAME COLLABORANTE (da quota +2.00 m, a quota -27.50 m)**

#### Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2895 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2744 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1829 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

#### Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1895 / 8.9 = 6283 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 5294.74 \text{ kNm/m}$$

### **SEZIONE 2: SOLO TUBOLARE (da quota - 27.50 m, a quota -37.00 m)**

#### Caratteristiche inerziali della sezione

$A = 0.2058 \text{ m}^2$	- area sezione
$J = 0.2282 \text{ m}^4$	- momento di inerzia sezione
$W_{\text{elas}} = 0.1521 \text{ m}^3$	- modulo elastico resistente
$\sigma_{x,Rd} = 295.1 \text{ MPa}$	- tensione massima di progetto
Inter = 8.9 m	-interasse monopali

#### Calcolo del momento resistente a metro lineare di paratia

$$M_{Rd} = \sigma_{x,Rd} \times W_{\text{elas}} / \text{inter} = 295.1 * 1000 * 0.1521 / 8.9 = 5043 \text{ kNm/m} > M_{Ed} = 4259.35 \text{ kNm/m}$$



#### **Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

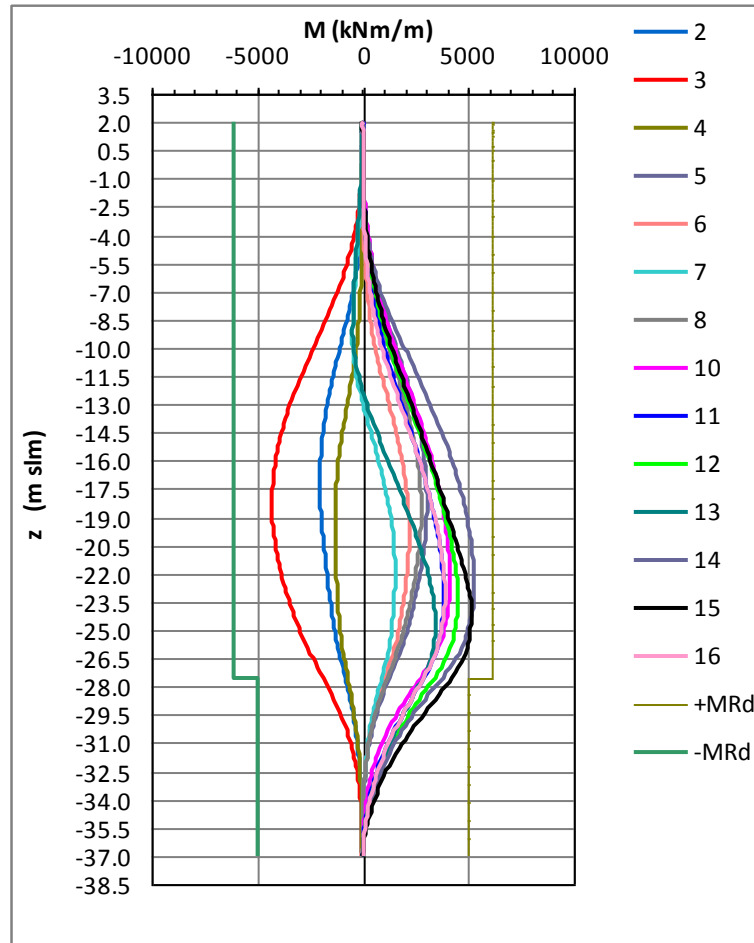


Diagramma dei momenti resistenti (Fase 3 e 14)

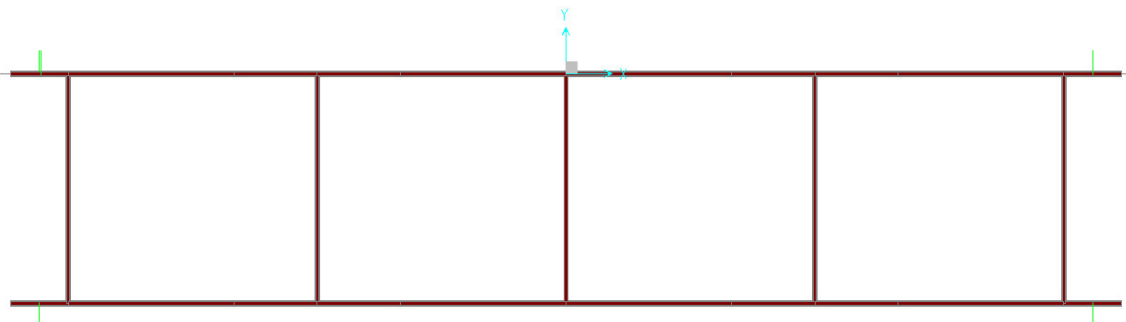
## 9 METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE DIAFRAMMA

### 9.1 DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO

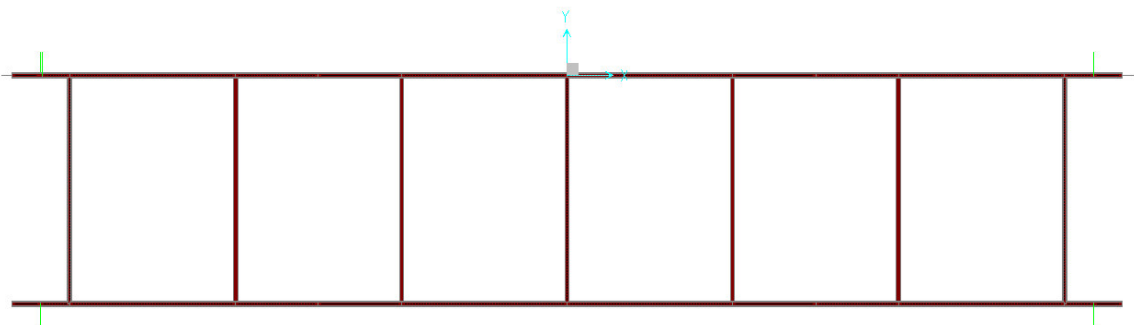
La struttura, in base alle fasi costruttive di seguito descritte, da un punto di vista strutturale può essere studiata mediante il seguente modello di comportamento:

Modello a telaio:

La struttura è schematizzata nello spazio come una serie di elementi “piastra” di sezione costante a rappresentare tutti gli spessori dei piatti presenti (si vedano gli elaborati grafici corrispondenti). Tali elementi sono collegati tra di loro da vincoli di continuità a formare un struttura tridimensionale vincolata, con vincoli rigido plastici reagenti solamente a compressione su tutti e quattro i punti di appoggio del diaframma al monopalo. La funzione di questi vincoli è quella di svincolare la struttura dal monopalo nel momento in cui sono soggetti a trazione.



**Sezione trasversale modello di calcolo diaframma con 5 irrigidimenti**



**Sezione trasversale modello di calcolo diaframma con 7 irrigidimenti**

Tale modellazione costituisce un telaio tridimensionale all'interno e all'esterno del quale c'è il terreno immerso in acqua le



cui pressioni che agiscono sulle facce esterne ed interne delle lamiere, producono lo stato sollecitazione sulle stesse lamiere.

Il telaio si compone all'interno di 5 elementi irrigidenti di adeguato spessore nella parte alta del diaframma, mentre nella parte bassa (per una lunghezza variabile dipendente dalla sezione di calcolo), fino alla quota di infissione nelle argille grigio azzurre, gli irrigidimenti diventano 7. Gli spessore delle lamiere sono i seguenti:

Fino a 10 m dalla testa del diaframma lo spessore di tutte le lamiere è pari a 16 mm (primi 3 m lo spessore è 20 mm);

Per un tratto variabile, in funzione della sezione di calcolo analizzata, (sez.5: +10.5 m; sez. 6: +11.0 m; sez. 7: +10.0 m; sez. 8: +11.5 m) dalla quota di intestazione del diaframma nell'argilla grigio azzurra (da fine pannello) lo spessore delle lamiere è pari a 24 mm, tranne i tre irrigidimenti centrali che hanno spessore pari a 20 mm;

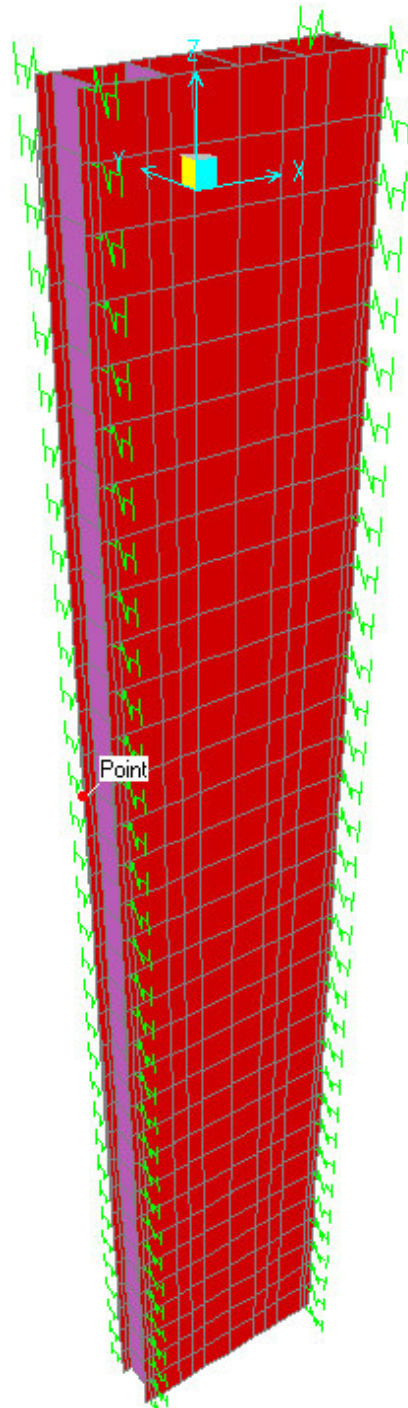
Lo spessore delle lamiere nel tratto centrale del diaframma è pari a 20 mm.


**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



*Modello tridimensionale del diaframma*

## 9.2 CODICE DI CALCOLO

Per i calcoli e le modellazioni di cui alla presente relazione sono impiegati i codici di calcolo brevemente descritti di seguito.

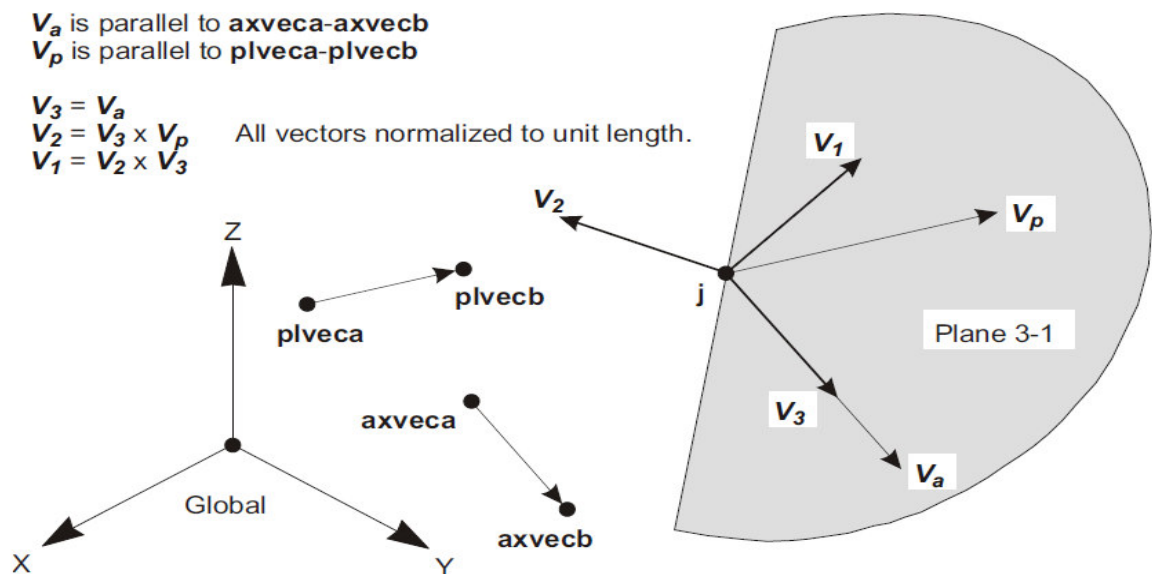
- SAP2000 Advanced 14

Codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) prodotto dalla Computers and Structures Inc. 1995 University Ave. Berkeley CA., capace di gestire analisi lineari e non lineari ed analisi sismiche con integrazione al passo delle equazioni nel tempo. Il software è impiegato per la modellazione dell'intera opera, finalizzata all'analisi strutturale.

Il programma è un solutore agli E.F. (Elementi Finiti) capace di modellare strutture di forma qualunque, comunque caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non.

Sono disponibili i seguenti tipi di oggetto elencati in ordine di dimensione geometrica:

- "Point":
  - comune oggetti: sono automaticamente creati in angoli o estremità di tutti gli altri tipi di oggetti, e possono essere aggiunti in modo esplicito
  - collegamento a terra: sono utilizzate per modellare il comportamento di un sostegno speciale ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari
  - il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento punto è:



- "Line":

frame/cable/tendon: sono utilizzate per modellare le travi, colonne, braces, trusses, cavi e tiranti

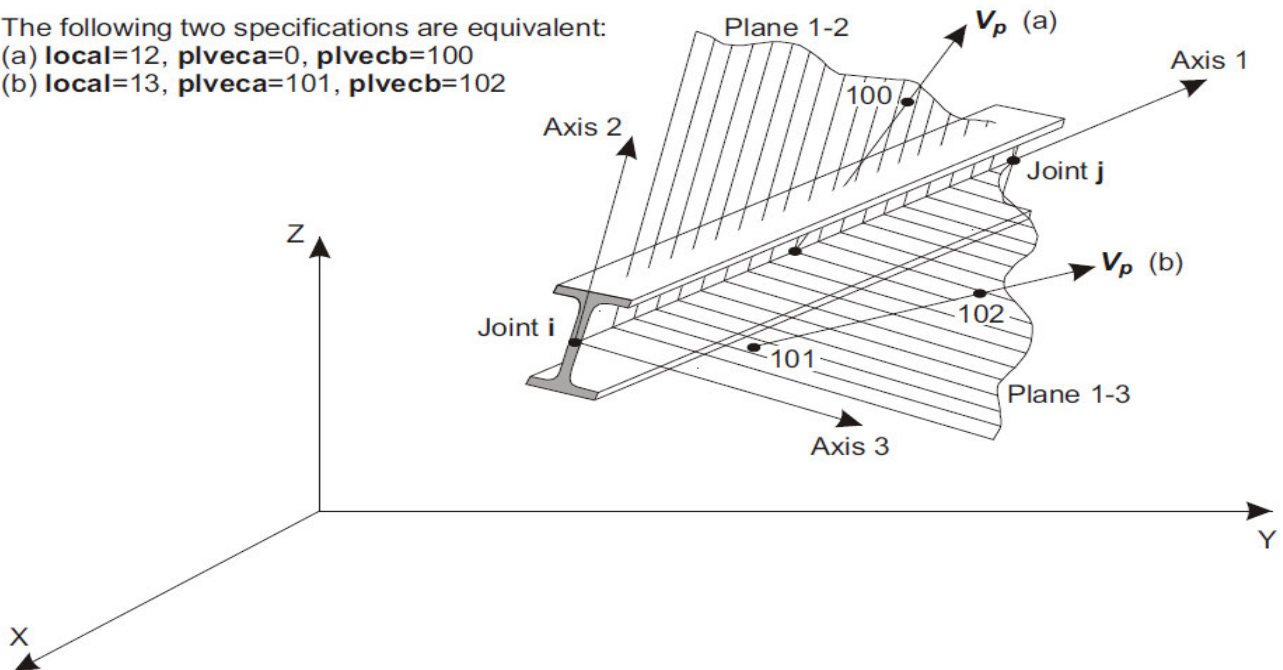
collegamento tra oggetti: sono utilizzate per modellare il comportamento di un membro speciali ad esempio isolatori, smorzatori, gap, molle multi-lineari. A differenza degli oggetti o frame/cable/tendon, questi oggetti possono avere lunghezza zero.

il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento linea è:

The following two specifications are equivalent:

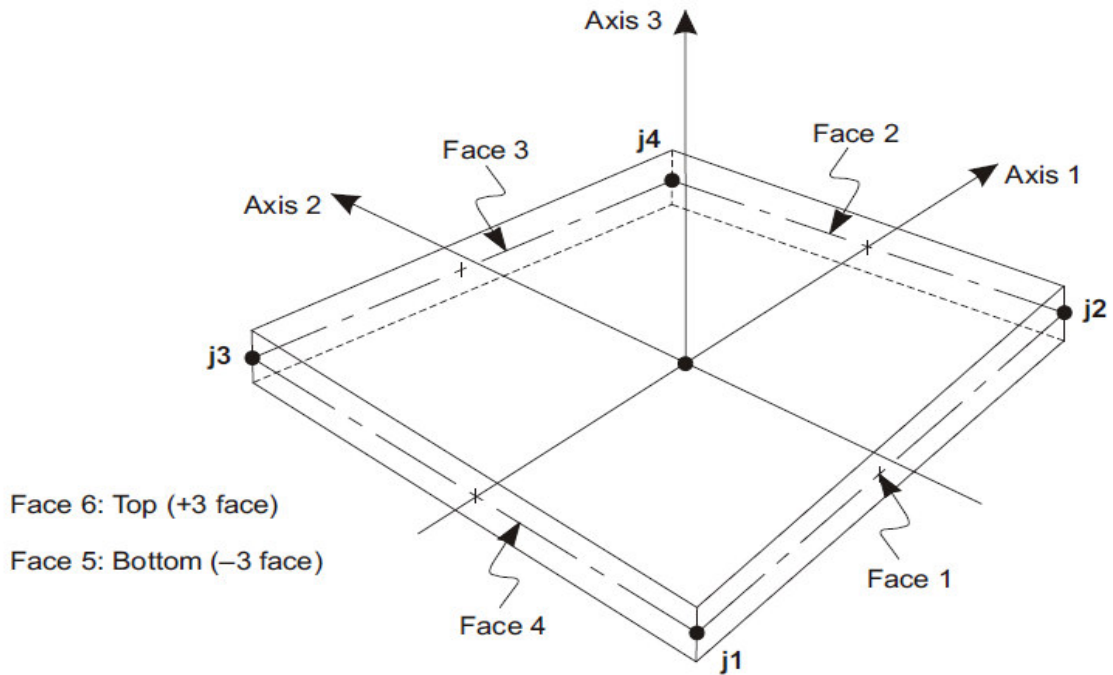
(a) **local=12, plveca=0, plvecb=100**

(b) **local=13, plveca=101, plvecb=102**

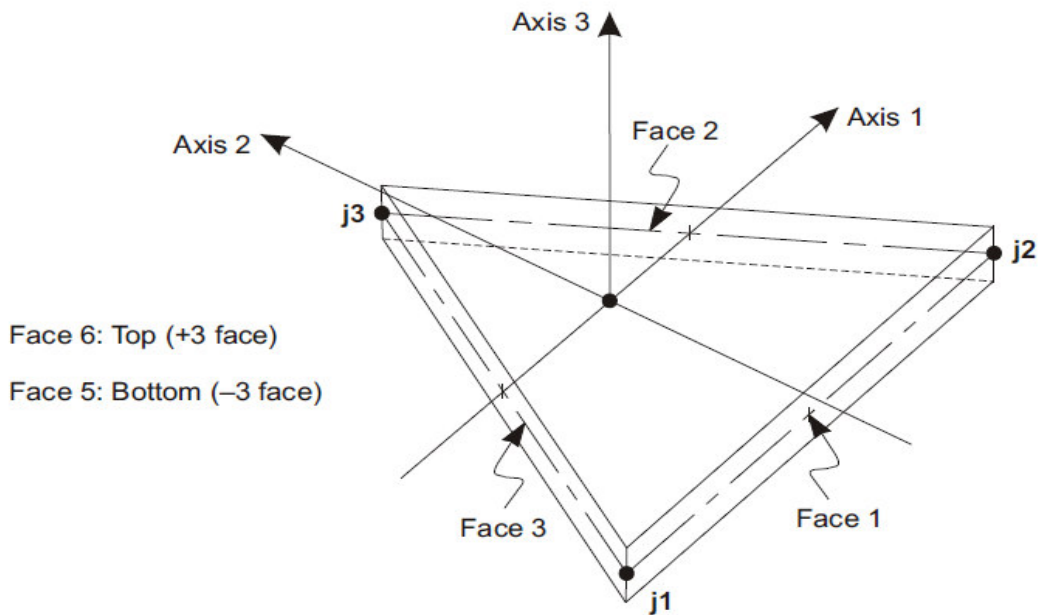


- “Area”:

vengono utilizzate per modellare le pareti, pavimenti e altri membri dotati di spessore, nonché solidi bidimensionale solids (plane stress, plane strain, and axisymmetric solids). Il sistema di riferimento per determinare l'orientamento di un elemento area è:



Four-node Quadrilateral Shell Element



Three-node Triangular Shell Element

- “Solid”:  
sono utilizzate per la modellazione tridimensionale solida

Il programma SAP2000 permette di svolgere analisi atte a definire la risposta in conseguenza dell'applicazione di carichi mobili, analisi del dominio di frequenza (sia steady-state che power-spectral-density), del dominio del tempo e analisi di instabilità.

Mediante il programma si possono implementare nel modello di calcolo elementi a comportamento particolare quali: non linear link element (gaps, hooks, isolators, dampers, and multi-linear plasticity)

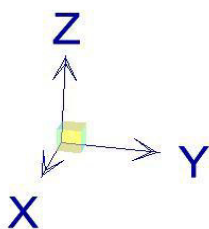
- a multi-linear plastic hinge
- catenary cable element
- nonlinear shell element

Il programma SAP2000 permette inoltre di condurre analisi tipo non lineare statica, analisi tipo pushover e analisi non lineari tipo time-history mediante l'utilizzo di analisi modale o integrazione diretta. software contempla la presenza di elementi bidimensionali (piani - shell) in grado di rappresentare sia il comportamento di lastra (effetti flessionali) quanto quello di membrana (sforzi di compressione e trazione), ed elementi tipo trave (beam).

### Sistemi di riferimento

Il sistema di riferimento nei modelli di calcolo viene assunto con origine coincidente con la quota del livello del mare e in asse struttura.

La disposizione degli assi segue la “regola della mano destra”:

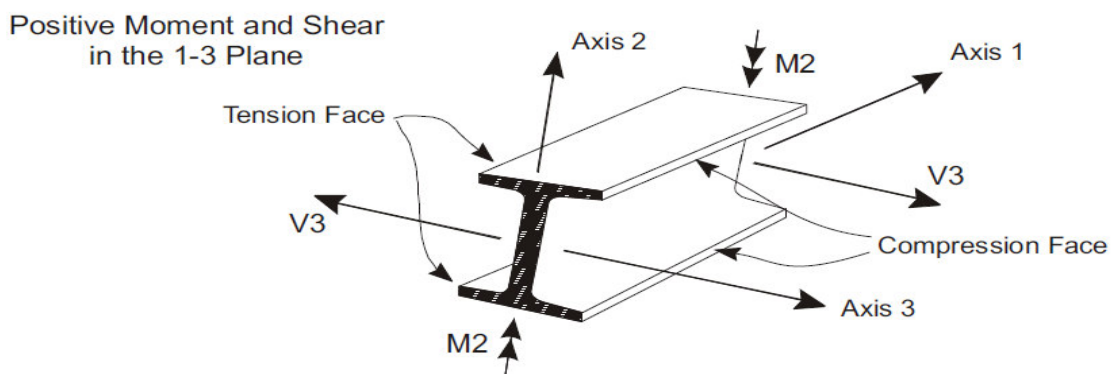
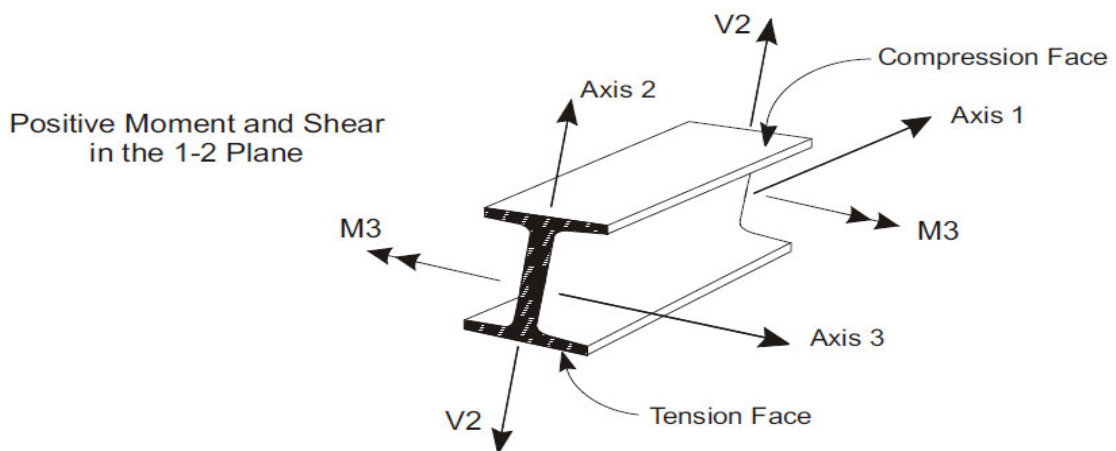
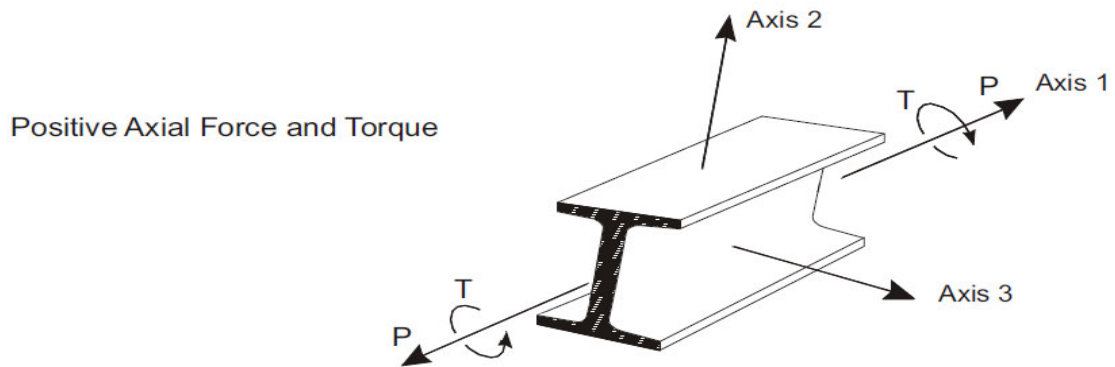


l'asse X è diretto secondo l'asse longitudinale della struttura;

l'asse Y è diretto secondo l'asse trasversale della struttura, positivo in direzione lato mare;

l'asse Z è diretto verso l'alto, positivo verso l'alto.

Si definiscono positive le azioni e sollecitazioni secondo la convenzione riportata nella figura successiva.



### 9.3 FASI COSTRUTTIVE

Nell'elaborazione dei calcoli statici, sono state prese in considerazione, tra le varie fasi di costruzione del manufatto, al fine di individuare le massime sollecitazioni, le fasi specifiche che diano le maggiori pressioni sulle pareti esterne dei diaframmi, combinate con il valore delle pressioni all'interno delle pareti.

Di seguito si riporta la successione tipica di tutte le fasi di modellazione eseguite per l'analisi della struttura di sostegno, il cui studio viene esplicitato nel capitolo "verifica geotecnica" della presente relazione:

#### **CONDIZIONE DRENATA**

Identification	Phase no.	Start from	Calculation
FASE 0	0	0	N/A
MARGINAMENTO	1	0	Plastic analysis
SVUOTAMENTO A -3,0 m slm	2	1	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	3	2	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d = 9,5 m; H =1,5 m)	4	2	Plastic analysis
REFLUIIMENTO FINO A QUOTA z=+1,5 m slm	5	2	Plastic analysis
SEDIMENTAZIONE E RISALITA FALDA	6	5	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	7	6	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	8	6	Plastic analysis
RIEMPIMENTO MONOPALI	9	6	Plastic analysis
RIEMPIMENTO A +1,5 m s.l.m.	15	9	Plastic analysis
CONSOLIDAZIONE	16	15	Consolidation analysis
COMPLETAMENTO E ESERCIZIO PIAZZALE (q=40 kPa)	10	16	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =2,5 m)	11	10	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d=9,5 m;H =2,5 m)	12	10	Plastic analysis
SISMA +	13	10	Plastic analysis
SISMA -	14	10	Plastic analysis



#### **Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



**CONDIZIONE NON DRENATA**

Identification	Phase no.	Start from	Calculation
FASE 0	0	0	N/A
MARGINAMENTO	1	0	Plastic analysis
SVUOTAMENTO A -3,0 m slm	2	1	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	3	2	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d = 9,5 m; H =1,5 m)	4	2	Plastic analysis
REFLUIMENTO FINO A QUOTA z=+1,5 m slm	5	2	Plastic analysis
SEDIMENTAZIONE E RISALITA FALDA	6	5	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	7	6	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d= 9,5 m;H =1,5 m)	8	6	Plastic analysis
RIEMPIMENTO MONOPALI	9	6	Plastic analysis
COMPLETAMENTO E ESERCIZIO PIAZZALE (q=40 kPa)	10	9	Plastic analysis
CRESTA D'ONDA (d= 9,5 m;H =2,5 m)	11	10	Plastic analysis
CAVO D'ONDA (d=9,5 m;H =2,5 m)	12	10	Plastic analysis
SISMA +	13	10	Plastic analysis
SISMA -	14	10	Plastic analysis

**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
 Rev. B  
 c.d.c.: C296A  
 513B

## 9.4 ANALISI DEI CARICHI DEI DIAFRAMMI

### 9.4.1 Diagramma di pressioni esterne

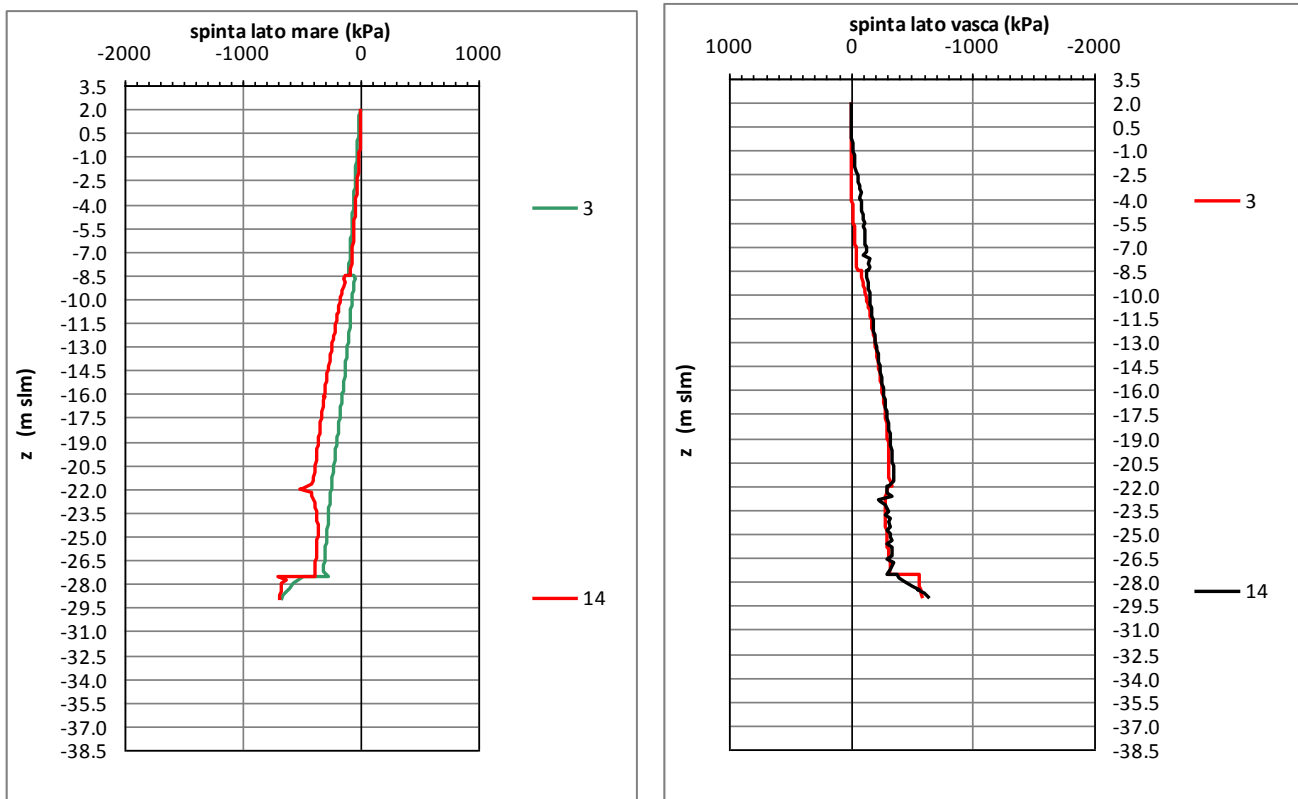
In base alle fasi costruttive descritte sopra, si individuano le fasi che forniscono il valore maggiore di pressione sulle pareti esterne del diaframma.

Le fasi per la sezione 5 sono le seguenti:

- CONDIZIONE NON DRENATA N.3: Dewatering a -3.0 m slm + onda di cresta (colore verde);
- CONDIZIONE NON DRENATA N.14: Esercizio +cavo d'onda (colore rosso).

Per ciascuna sezione di calcolo vengono riportati i diagrammi di pressioni esterne più gravosi:

#### **SEZ. 5: DIAFRAMMA DI LUNGHEZZA PARI A 31.5 m**

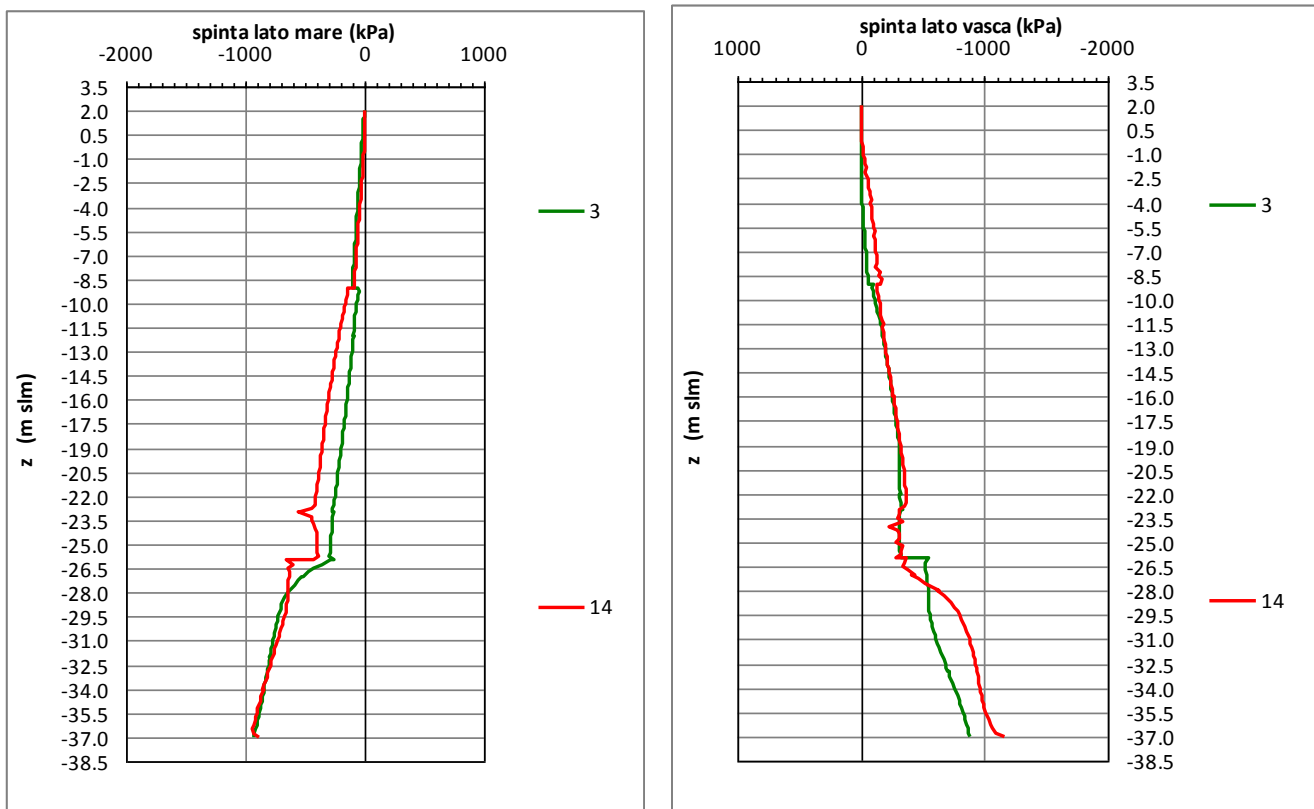


Diagrammi di pressioni esterne – sez. 5

Le fasi per la sezione 6 sono le seguenti:

- CONDIZIONE NON DRENATA N.3: Dewatering a -3.0 m slm + onda di cresta (colore verde);
- CONDIZIONE NON DRENATA N.14: Esercizio +cavo d'onda (colore rosso).

**SEZ. 6: DIAFRAMMA DI LUNGHEZZA PARI A 30 m**

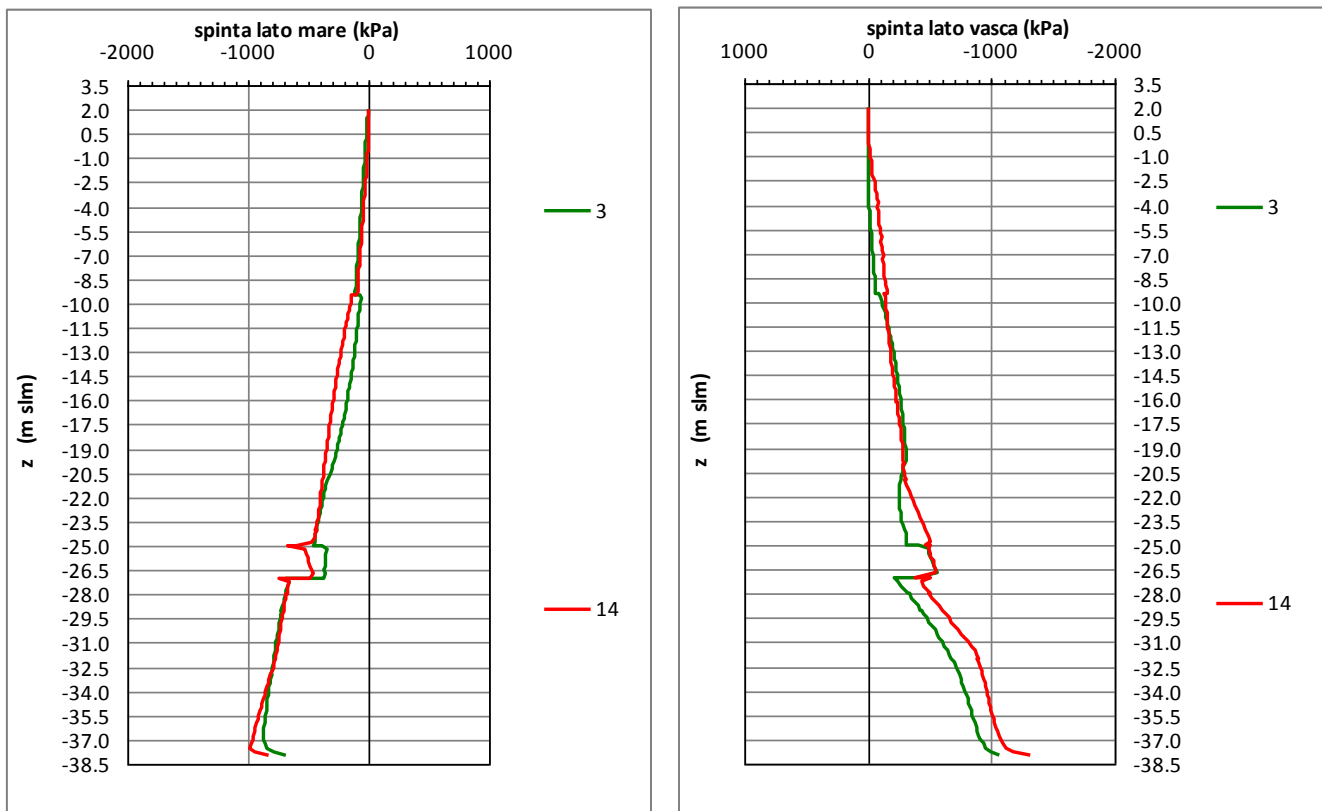


Diagrammi di pressioni esterne – sez. 6

Le fasi per la sezione 7 sono le seguenti:

- CONDIZIONE NON DRENATA N.3: Dewatering a -3.0 m slm + onda di cresta (colore verde);
- CONDIZIONE NON DRENATA N.14: Esercizio +cavo d'onda (colore rosso).

**SEZ. 7: DIAFRAMMA DI LUNGHEZZA PARI A 31 m**

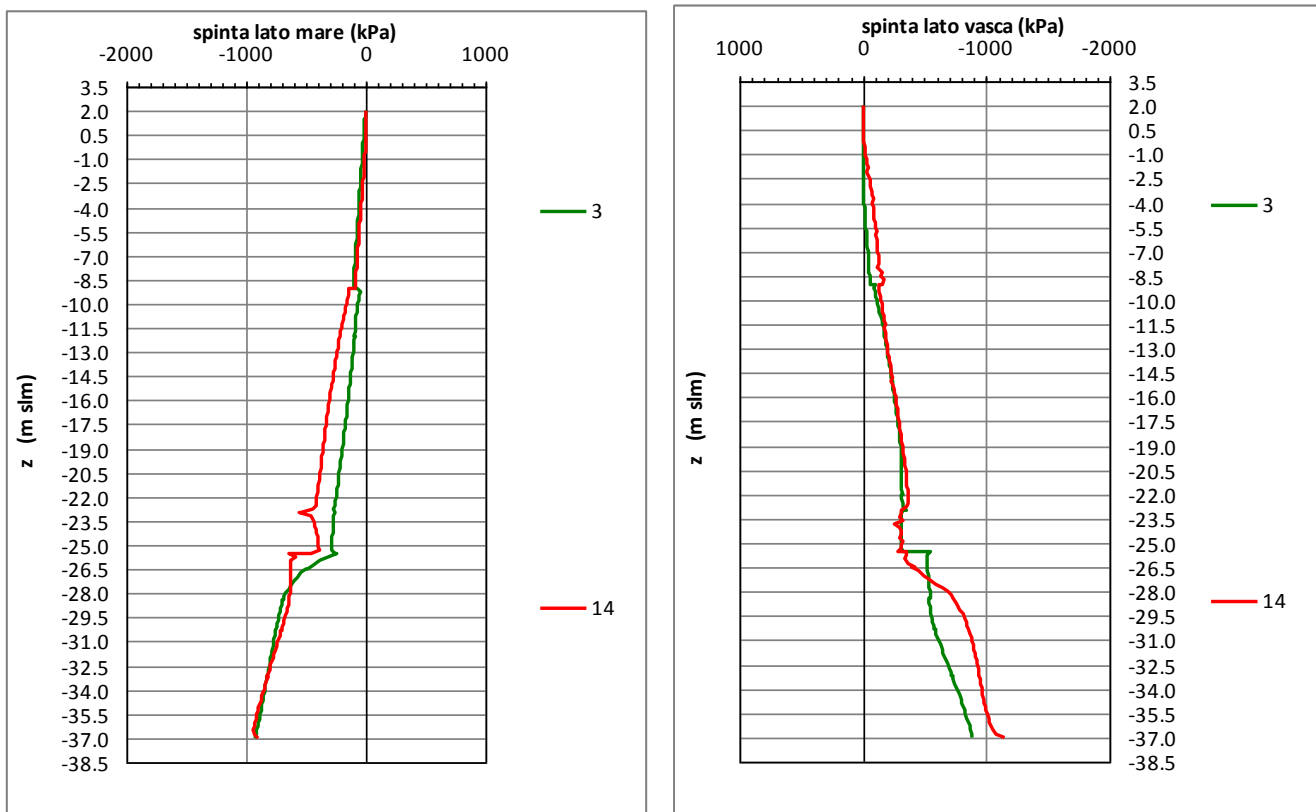


Diagrammi di pressioni esterne – sez. 7

Le fasi per la sezione 8 sono le seguenti:

- CONDIZIONE NON DRENATA N.3: Dewatering a -3.0 m slm + onda di cresta (colore verde);
- CONDIZIONE NON DRENATA N.14: Esercizio +cavo d'onda (colore rosso).

**SEZ. 8: DIAFRAMMA DI LUNGHEZZA PARI A 29.5 m**



Diagrammi di pressioni esterne – sez. 8



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

## 9.4.2 Diagramma di pressioni interne

La presenza del terreno all'interno del diaframma fornisce un diagramma di pressione interna valutata mediante un coefficiente di spinta a riposo medio pari a 0.7 e un peso di volume medio pari a 15 kN/mc. Si considerano due diagrammi di pressione prodotta dal terreno che si trova a quote diverse:

la testa del terreno e dell'acqua all'interno del diaframma è posta a quota fondale marino;

la testa del terreno e dell'acqua all'interno del diaframma è posta a quota 0,00 m slm.

Questi diagrammi vanno combinati con i diagrammi di pressioni esterne specificati in precedenza. In particolare il diagramma prodotto dal terreno a quota fondale marino (colore blu) va combinato con le fasi iniziali che prevedono il solo dewatering.

Mentre il diagramma di pressione prodotto dal terreno, collocato all'interno del diaframma fino a quota 0,00 m slm, e dall'acqua a quota 0,00 m slm, va combinato con i diagrammi che prevedono la colmata e l'esercizio del piazzale.

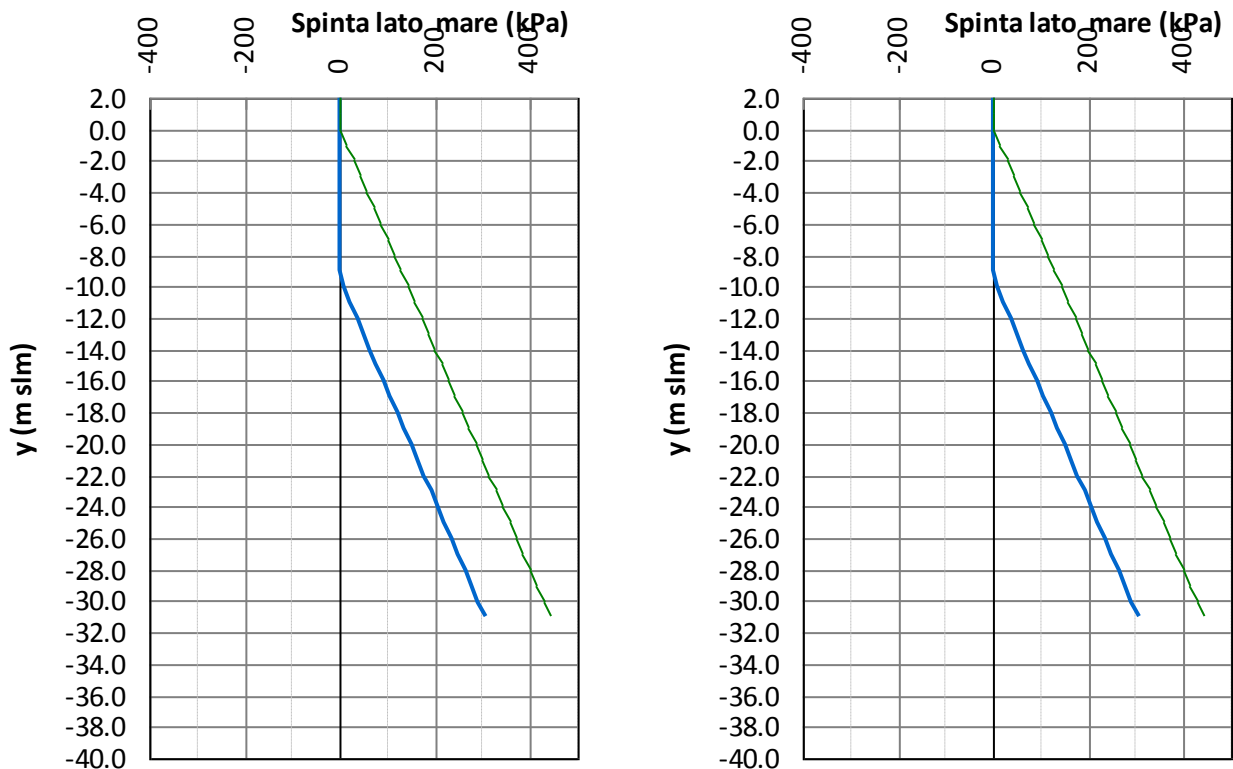
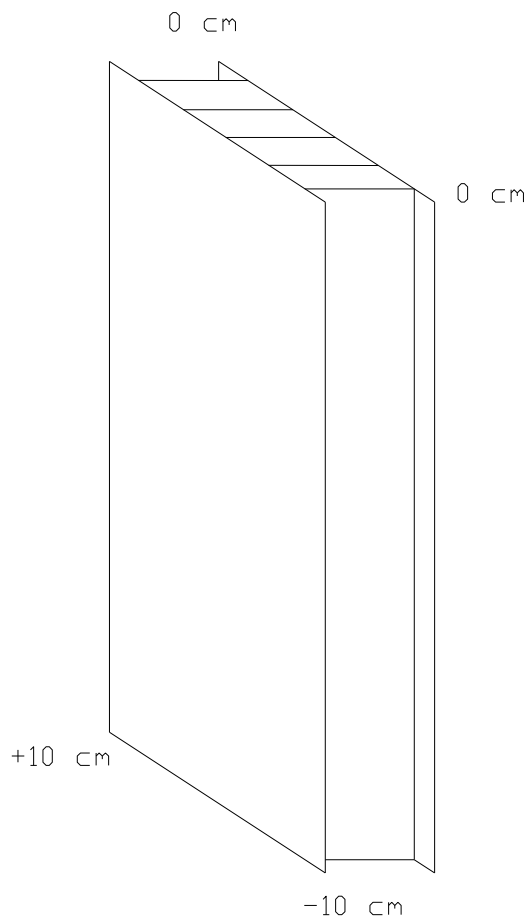


Diagramma di pressioni interne

### 9.4.3 Distorsioni di progetto

E' stata data una distorsione di progetto di +/- 10 cm tra i 4 spigoli verticali per tenere in conto di un'eventuale non complanarità della parete verticale durante l'infissione dovuta ad una non verticalità dell'infissione dei monopali:



*Distorsione di progetto*

## 9.5 COMBINAZIONE DEI CARICHI ELEMENTARI

I diagrammi di pressione esterna ed interna, combinate come descritto nei cap. 6 e 7 della presente relazione, devono essere combinati con le distorsioni di progetto, secondo i coefficienti di combinazione del DM del 14/01/2008 di seguito riportati.

### Combinazione SLE

Configurazione di carico per fasi - Combinazione SLE							SLE
Distorsioni	$\gamma_{\varepsilon}$	1	$\psi_2$	0.6	0.6	Prodotte da difetti di verticalità durante l'infissione	

### Combinazione STR

Configurazione di carico per fasi - Combinazione STR							STR
Distorsioni	$\gamma_{\square}$	1.2	$\psi_2$	0.6	0.72	Prodotte da difetti di verticalità durante l'infissione	

### Combinazione ECC

Configurazione di carico per fasi - Combinazione ECC							ECC
Distorsioni	$\gamma_{\square}$	1.2	$\psi_2$	0.6	0.72	Prodotte da difetti di verticalità durante l'infissione	

### Combinazione SISMICA

Configurazione di carico per fasi - Combinazione SISMICA							SISMICA
Distorsioni	$\gamma_{\square}$	1.2	$\psi_2$	0.6	0.72	Prodotte da difetti di verticalità durante l'infissione	



## 9.6 RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 5

Lo stato tensionale riportato graficamente, è quello mediato tra le tensioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:

Lo stato tensionale nel nodo DX332 è pari a:

$$S11_{DX332} = (S11_{DX332,29} + S11_{DX332,30} + S11_{DX332,37} + S11_{DX332,38})/4$$

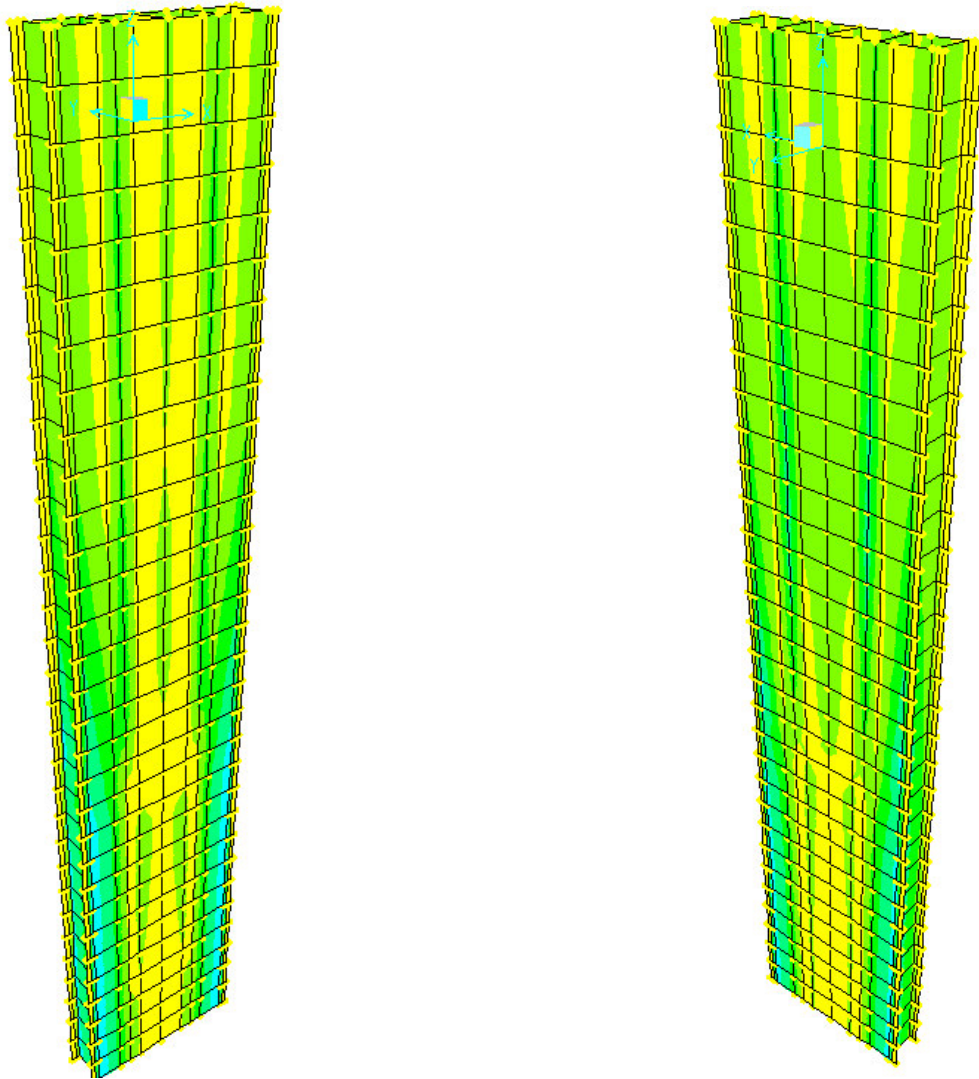


Esempio di 4 elementi “area” convergenti nel nodo DX332

### 9.6.1 Stato di tensione assiale

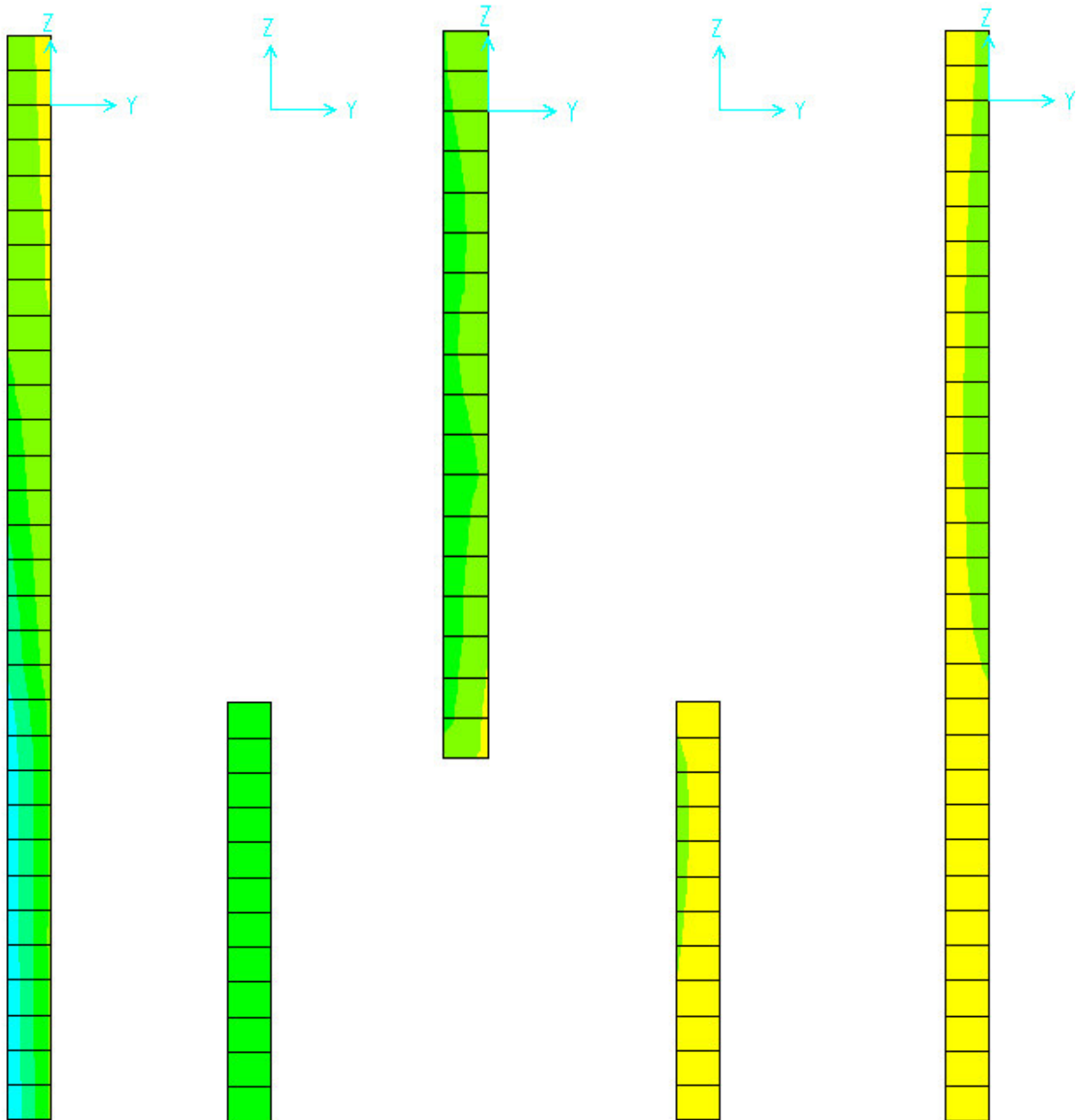
Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo assiale lungo le fibre orizzontali ( $S11$  – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi all’involuppo delle combinazioni di carico.

### 9.6.1.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale

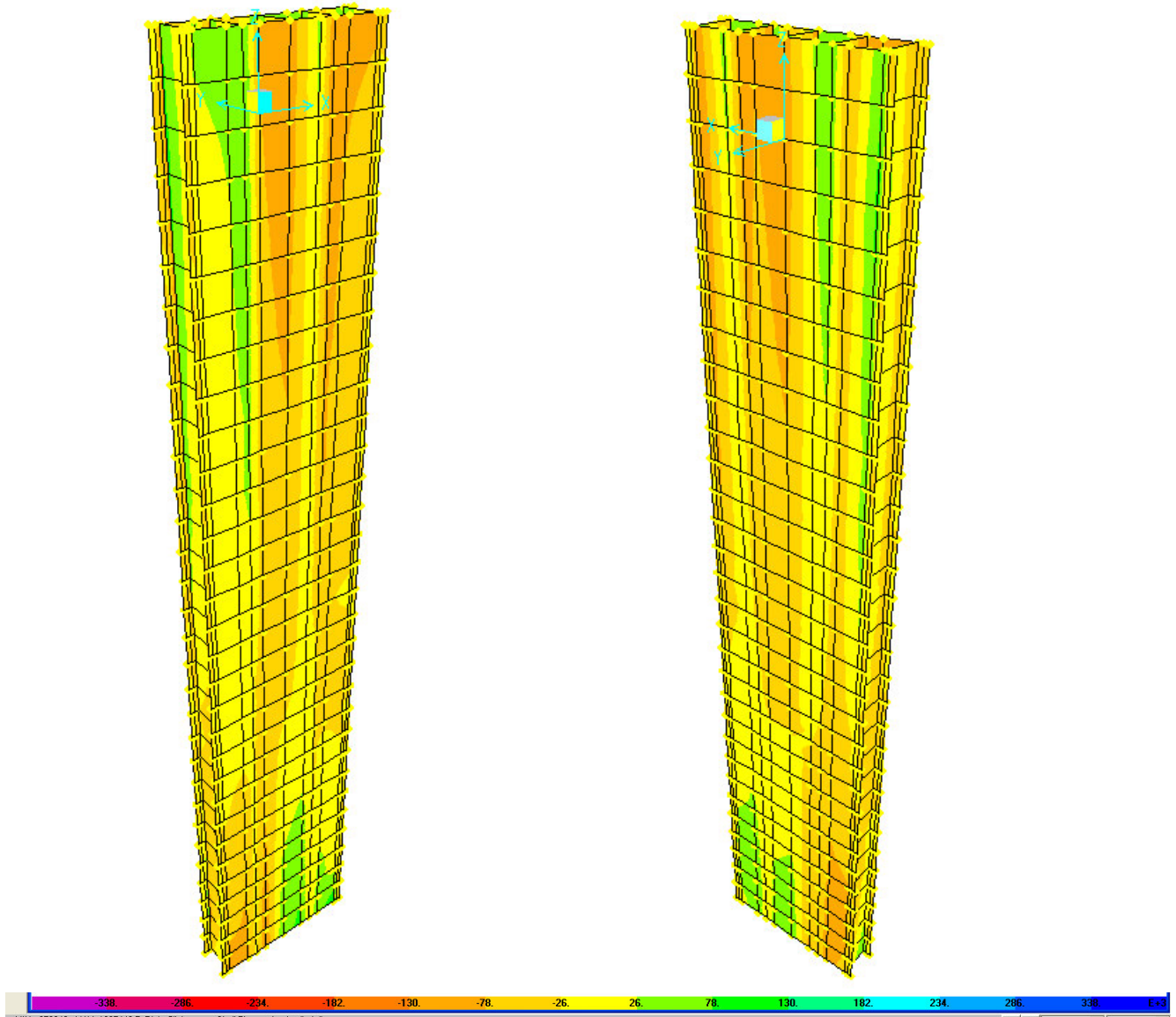


**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

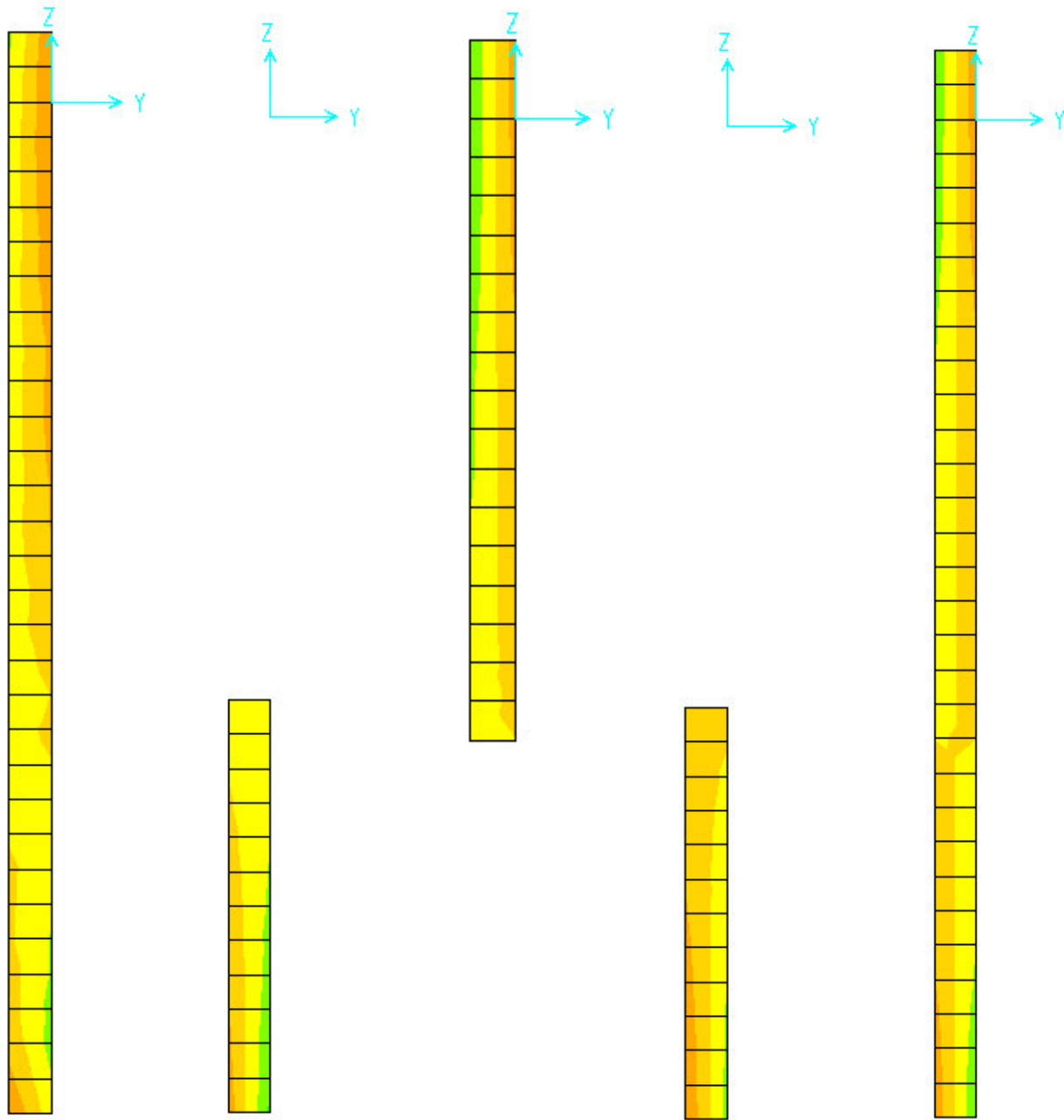
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.6.1.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

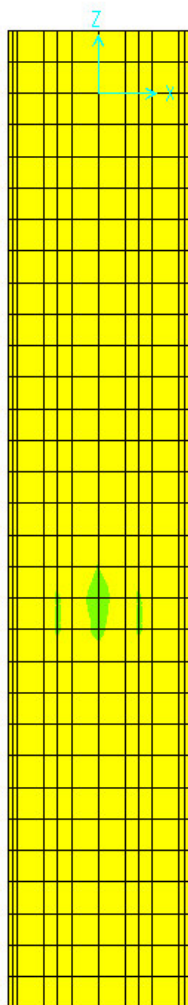
Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

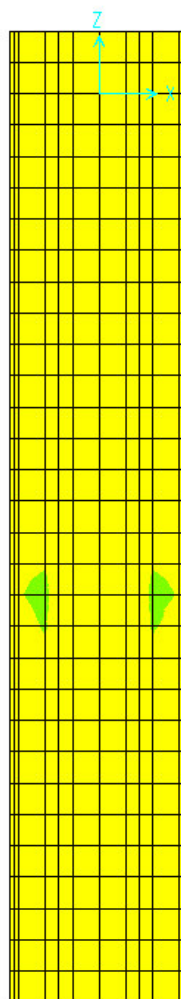
## 9.6.2 Stato di tensione tangenziale

Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo trasversale lungo le fibre orizzontali (S23 – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi a all'involuppo delle combinazioni di carico:

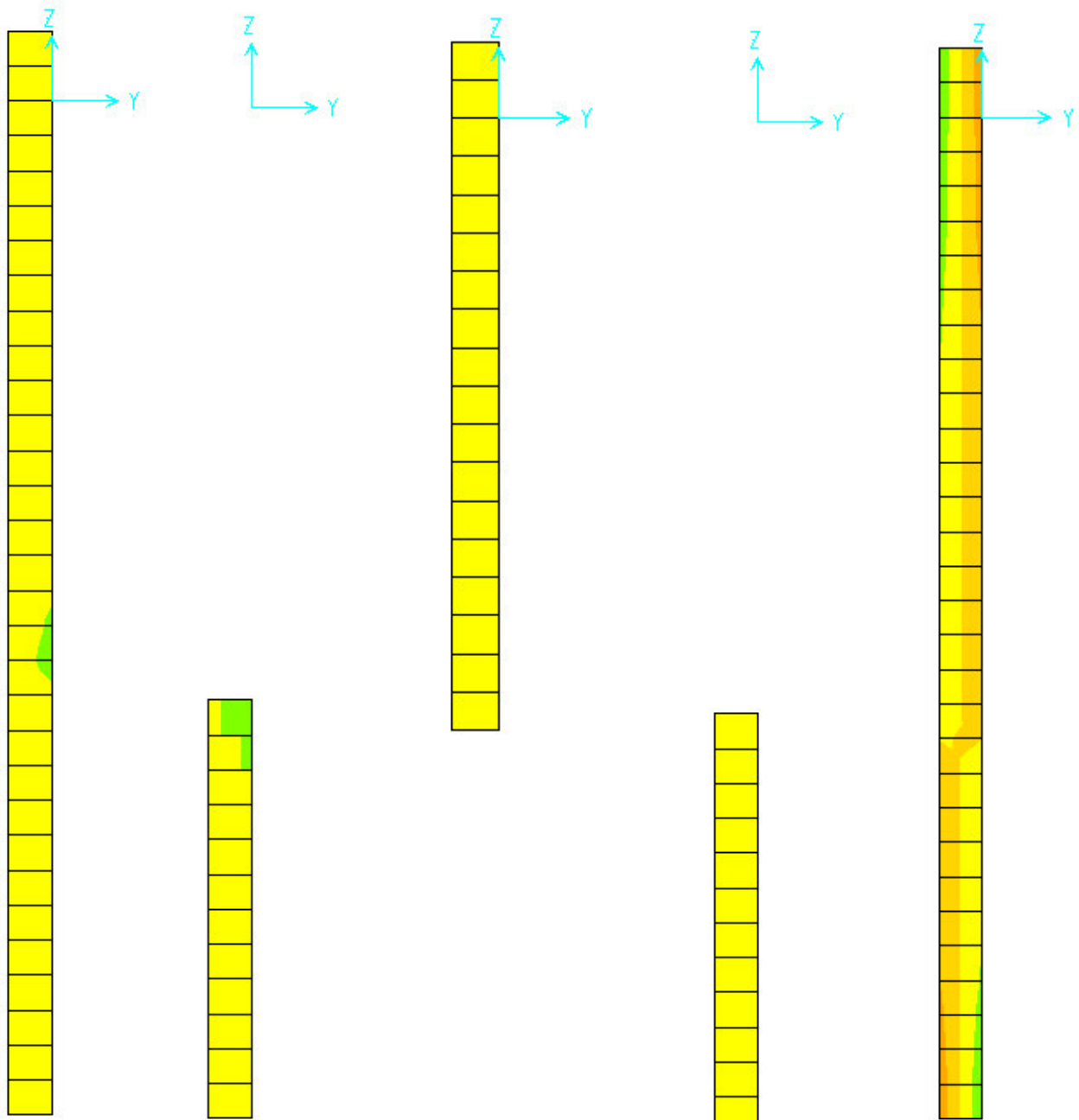
### 9.6.2.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere



*Parete diaframma lato colmata*



*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



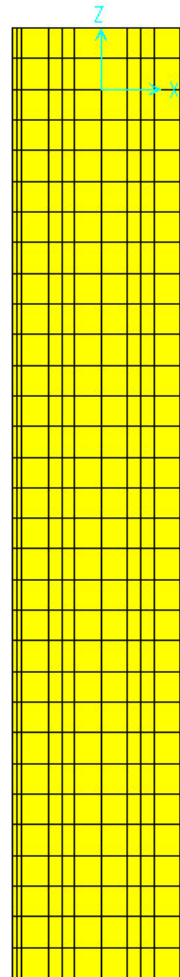
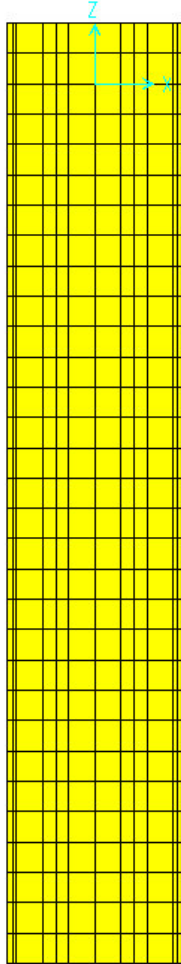
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

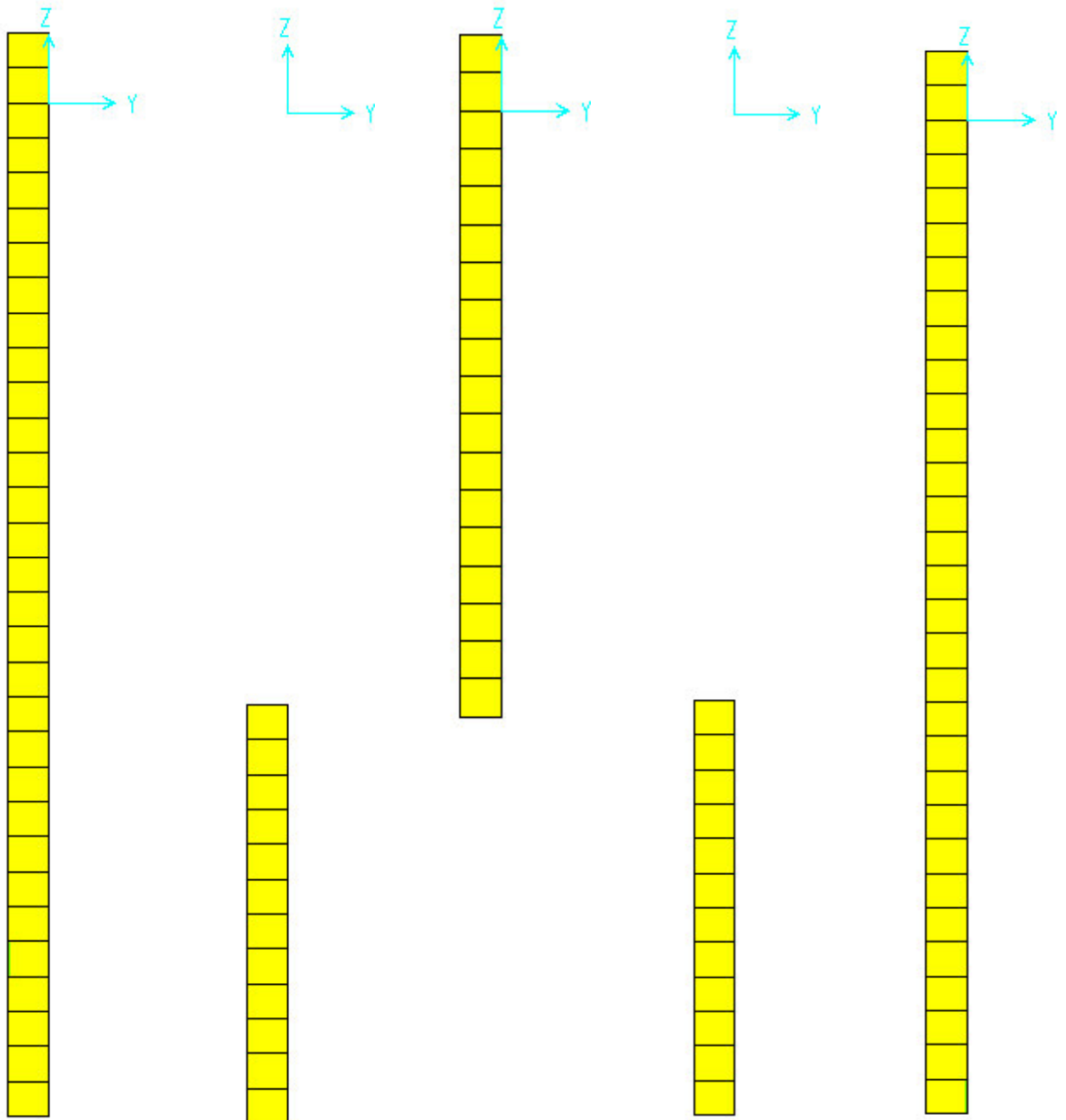
### 9.6.2.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*





1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

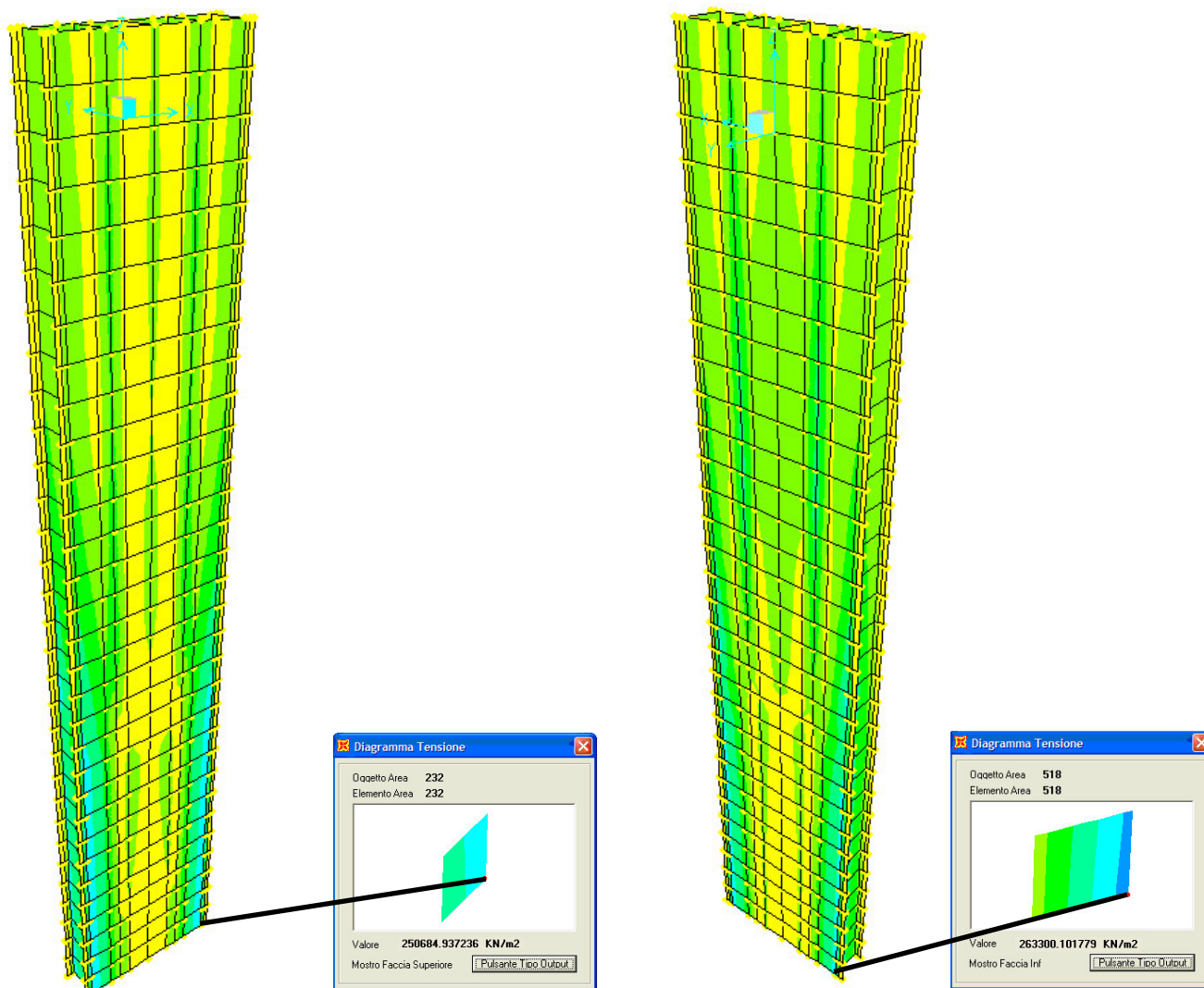
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.6.3 Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere

La verifica viene condotta sommando le tensioni provenienti dalle pressioni sulle lamiere e le tensioni provenienti dalle distorsioni:



*Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle sole pressioni lato colmata e lato mare*

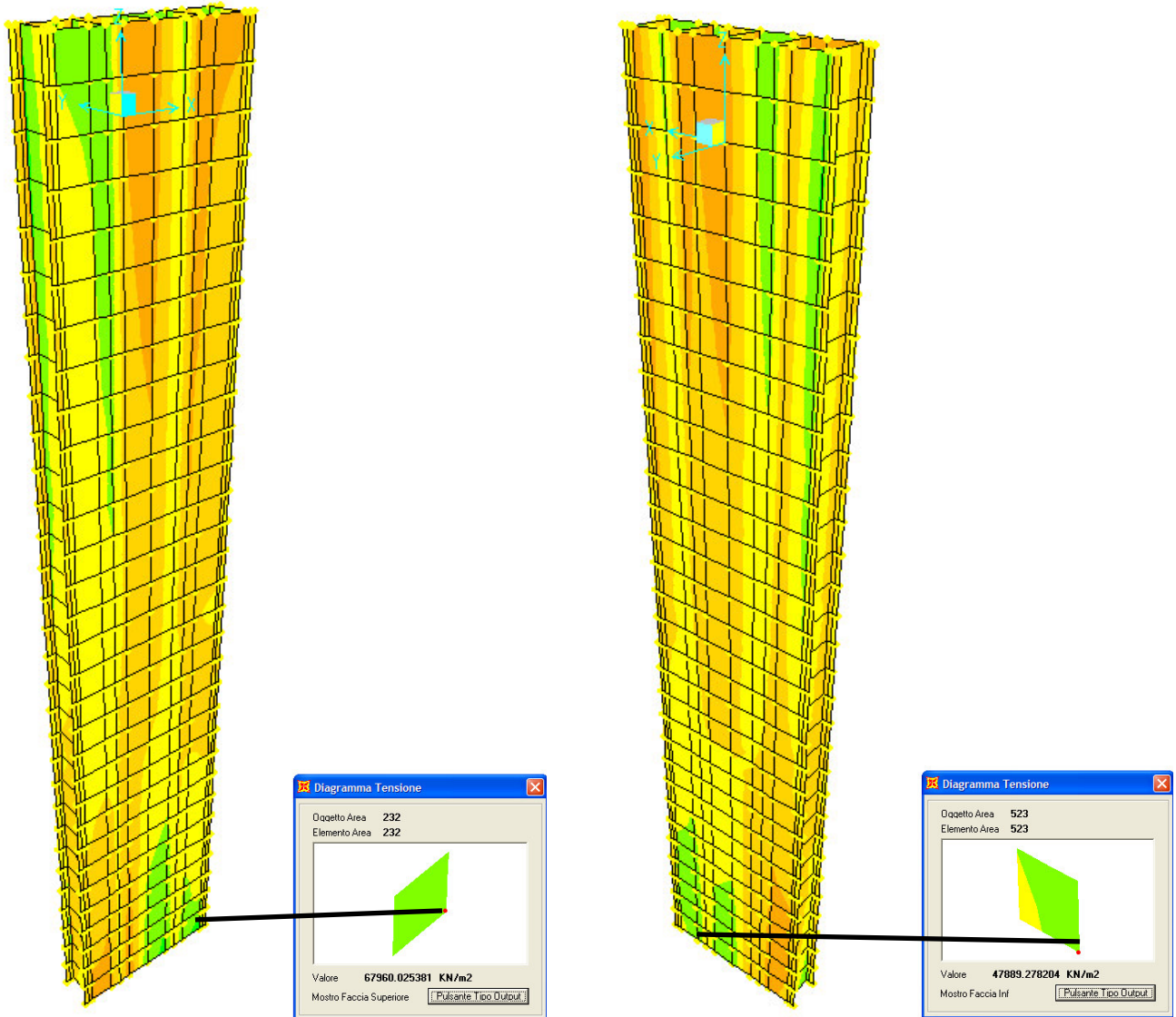


Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle distorsioni lato colmata e lato mare

Lo stato tensionale assiale massimo è pari a:

$$\sigma_{\max} = 263300 + 67961 = 331261 \text{ kN/m}^2 = 331.27 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

### 9.6.4 Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti

Dall'analisi delle tensioni prodotte dalle pressioni e dalle distorsioni si ottiene una tensione tangenziale massima pari a:

$$\tau_{Ed} = 9788 + 2340 = 12128 \text{ kN/m}^2 = 12.13 \text{ MPa} < 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.5 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 97.6 \text{ MPa}$$

- la verifica è soddisfatta

Essendo la tensione tangenziale di calcolo inferiore a metà della tensione tangenziale resistente, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica all'instabilità pannello soggetto a taglio deve essere condotta se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Nel nostro caso tale rapporto è uguale a:

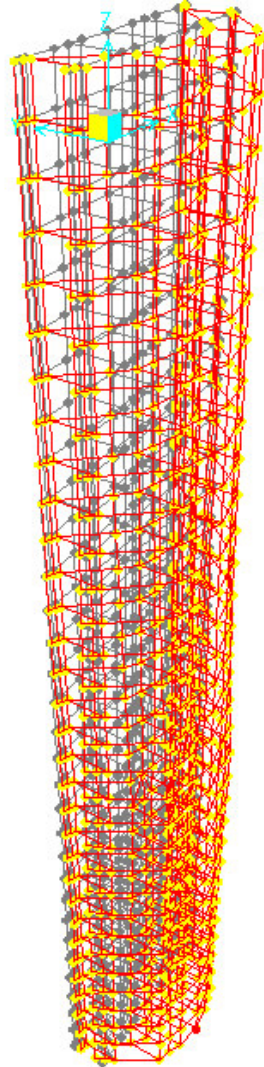
$$\frac{h_w}{t} = \frac{1.16}{0.02} = 58 \text{ (con } t=0.02 \text{ m spessore medio irrigidimento; } h_w=1.16 \text{ altezza media irrig.)}$$

e risulta essere minore del limite:

$$\frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58.58 \text{ (con } f_{yk}=355 \text{ MPa)}$$

Pertanto la verifica di instabilità del pannello di irrigidimento può essere omessa.

### 9.6.5 Verifica di deformabilità in esercizio (SLE)



Pt Obj: DX7  
Pt Elm: DX7  
U1 = 0  
U2 = -.0285  
U3 = 0  
R1 = -.00002  
R2 = 0  
R3 = -.00000005113

**Diagramma di massime deformazioni**

$$U2 = 0.0285 \text{ m} < 1/500 * H = 1/200 * 5.75 = 0.02875 \text{ m}$$

## 9.7 RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 6

Lo stato tensionale riportato graficamente, è quello mediato tra le tensioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:

Lo stato tensionale nel nodo DX332 è pari a:

$$S11_{DX332} = (S11_{DX332,29} + S11_{DX332,30} + S11_{DX332,37} + S11_{DX332,38})/4$$

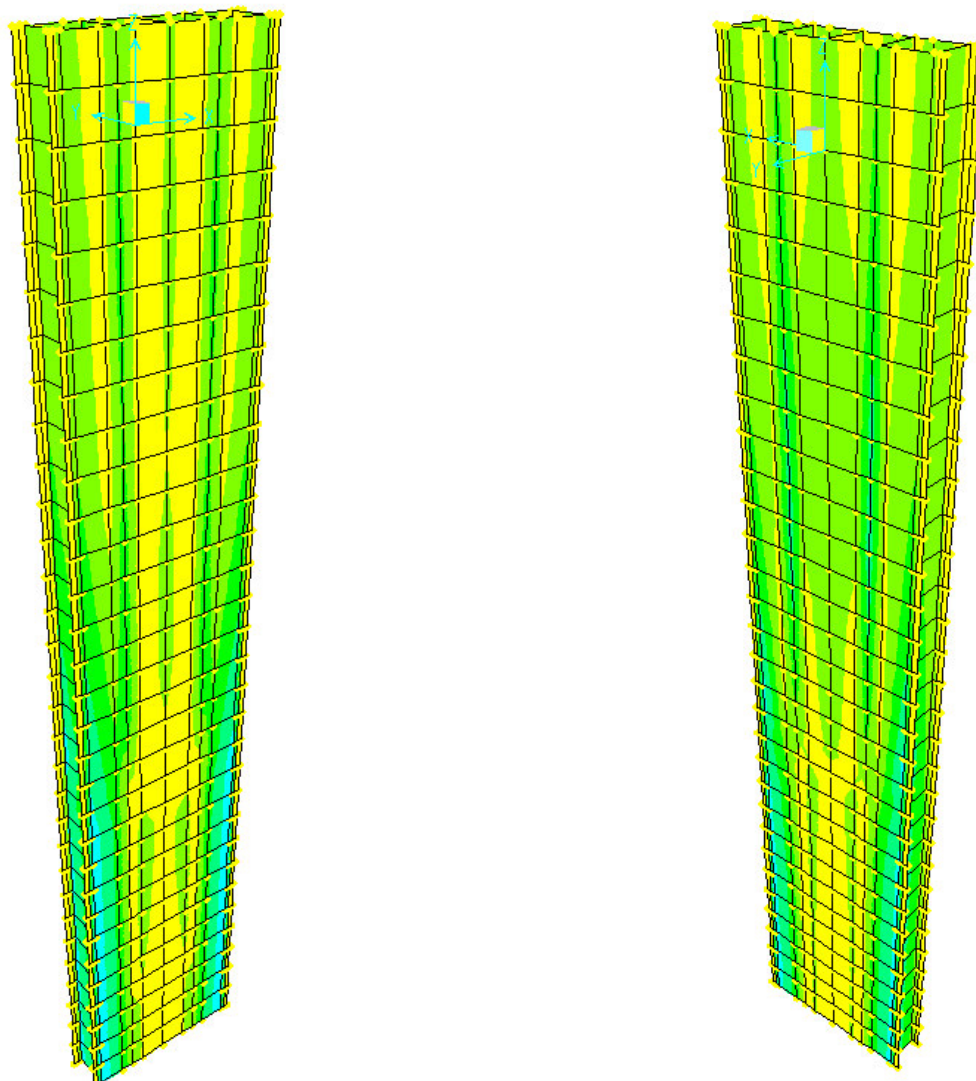


Esempio di 4 elementi “area” convergenti nel nodo DX332

### 9.7.1 Stato di tensione assiale

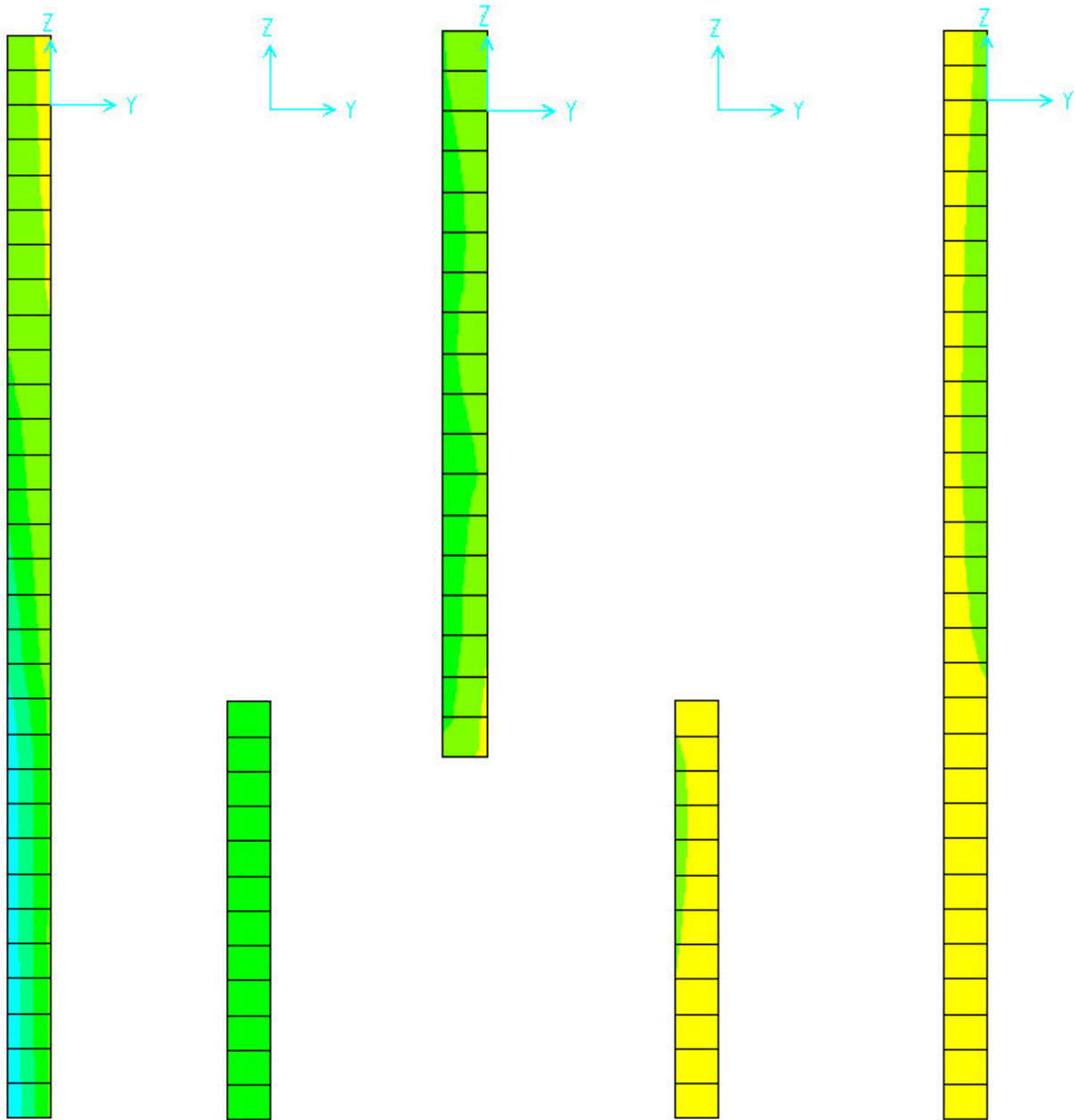
Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo assiale lungo le fibre orizzontali ( $S11$  – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi all’inviluppo delle combinazioni di carico

### 9.7.1.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



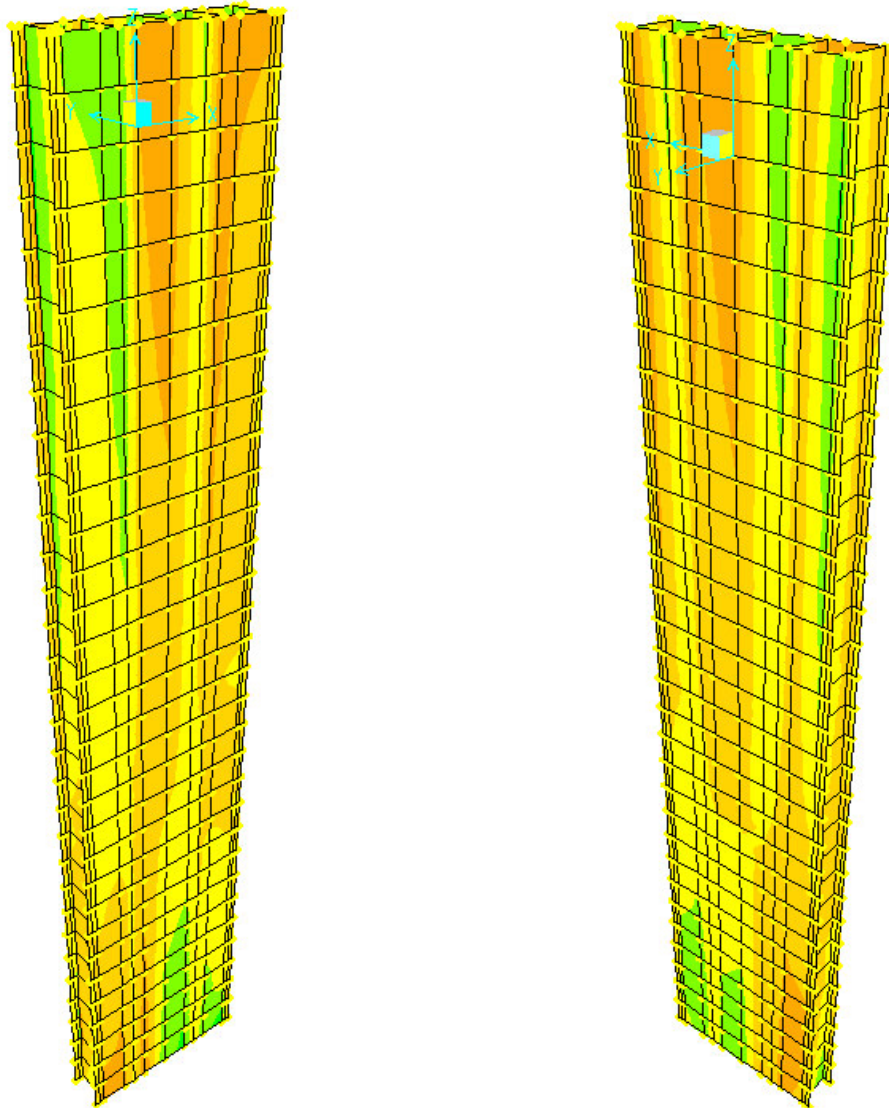
**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

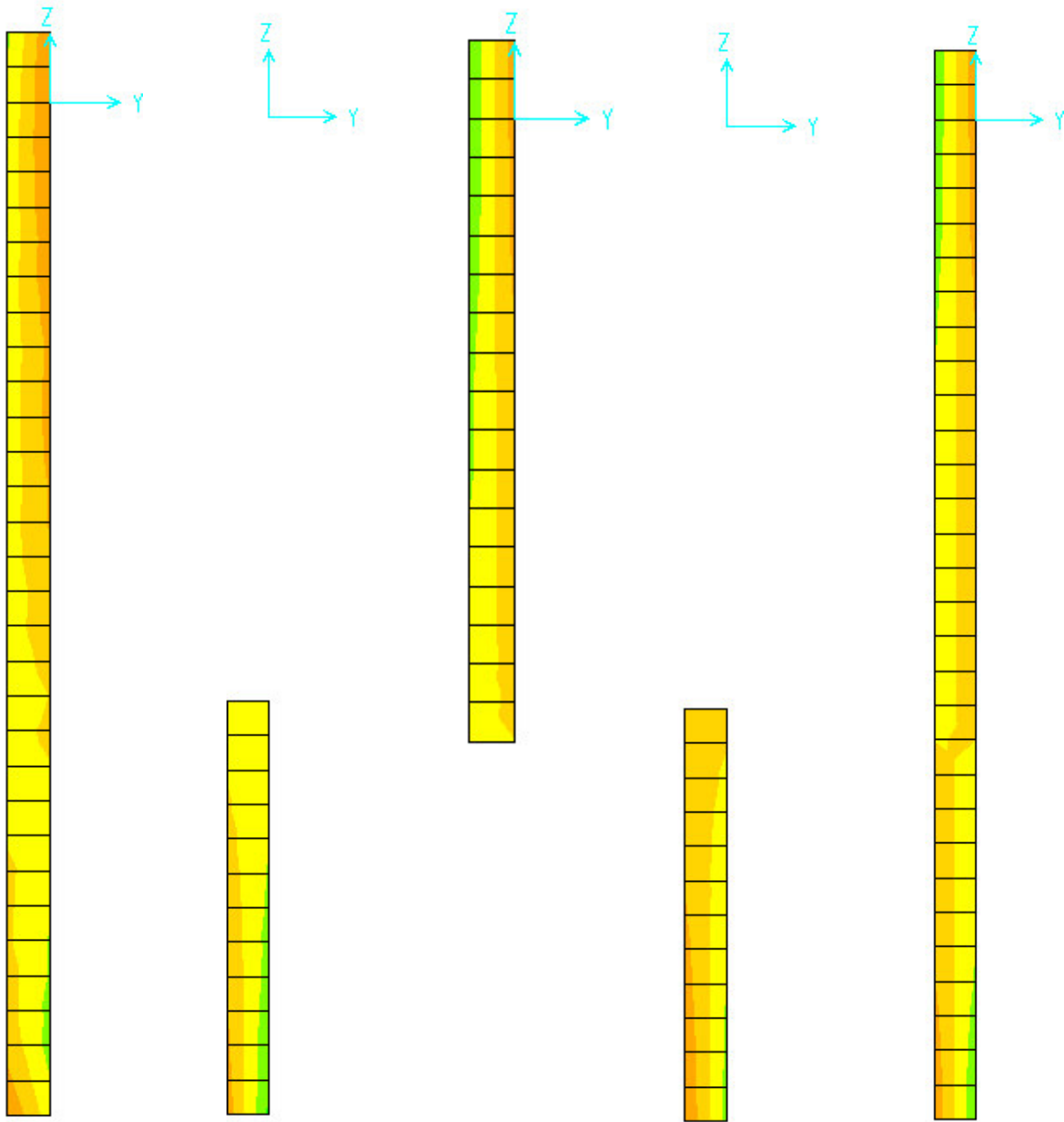


### 9.7.1.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

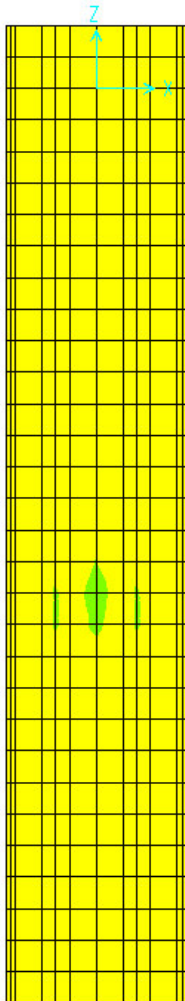
Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

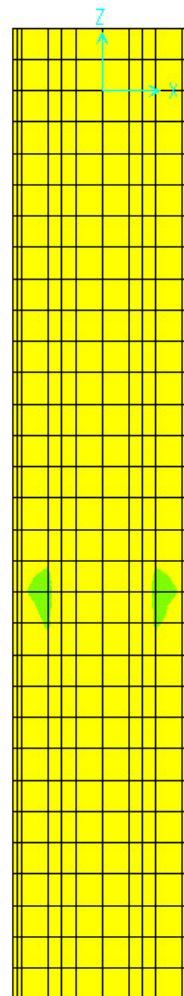
## 9.7.2 Stato di tensione tangenziale

Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo trasversale lungo le fibre orizzontali (S23 – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi a all’inviluppo delle combinazioni di carico:

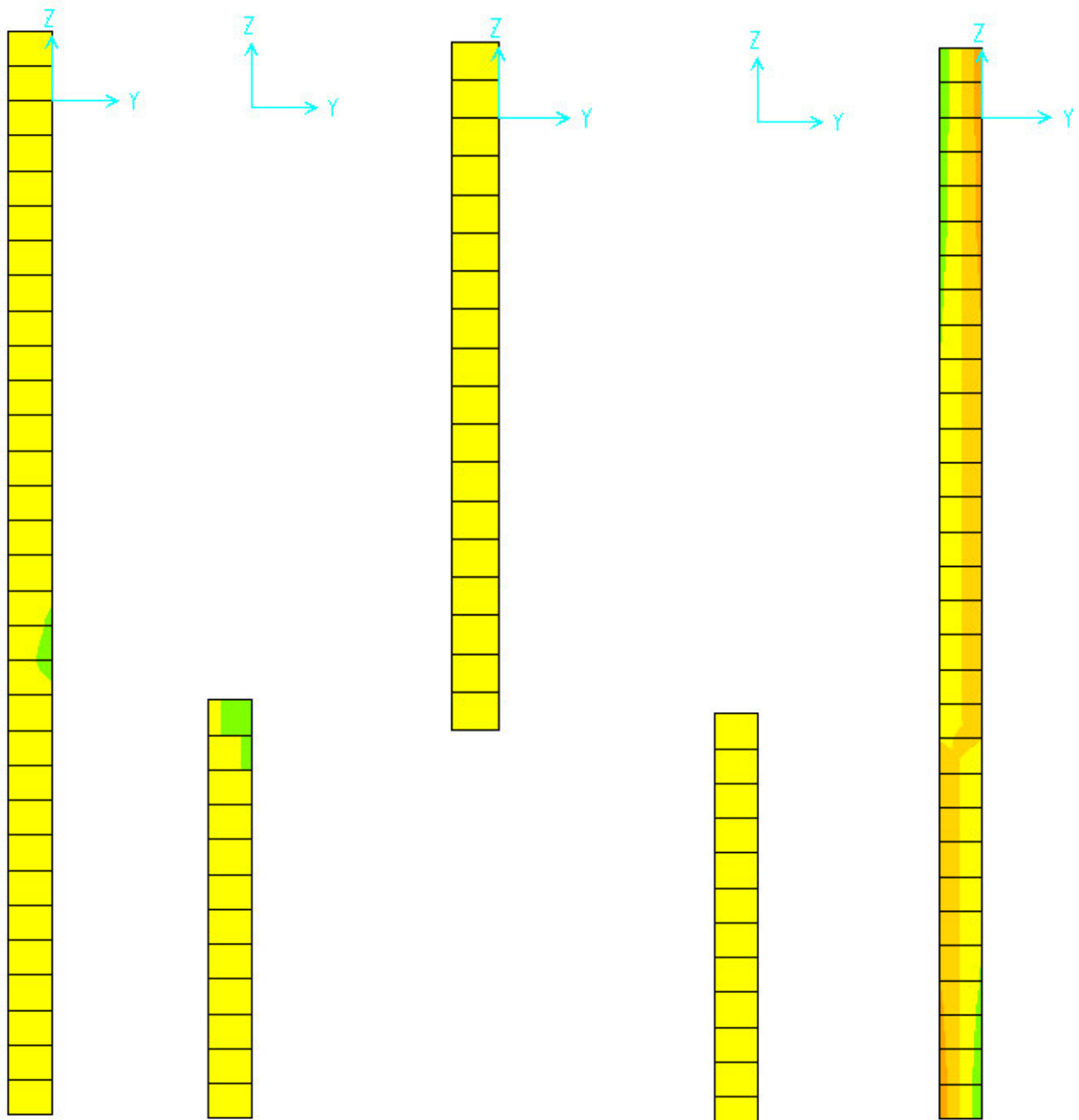
### 9.7.2.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere



*Parete diaframma lato colmata*



*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



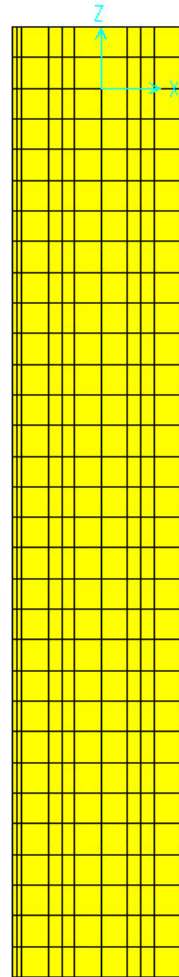
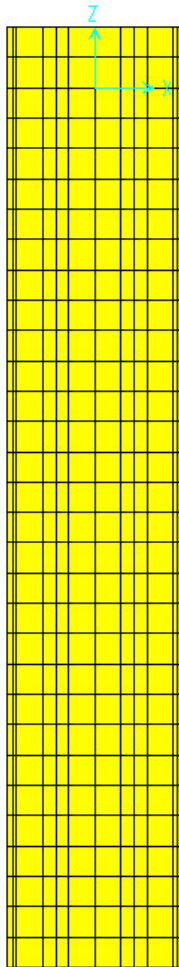
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

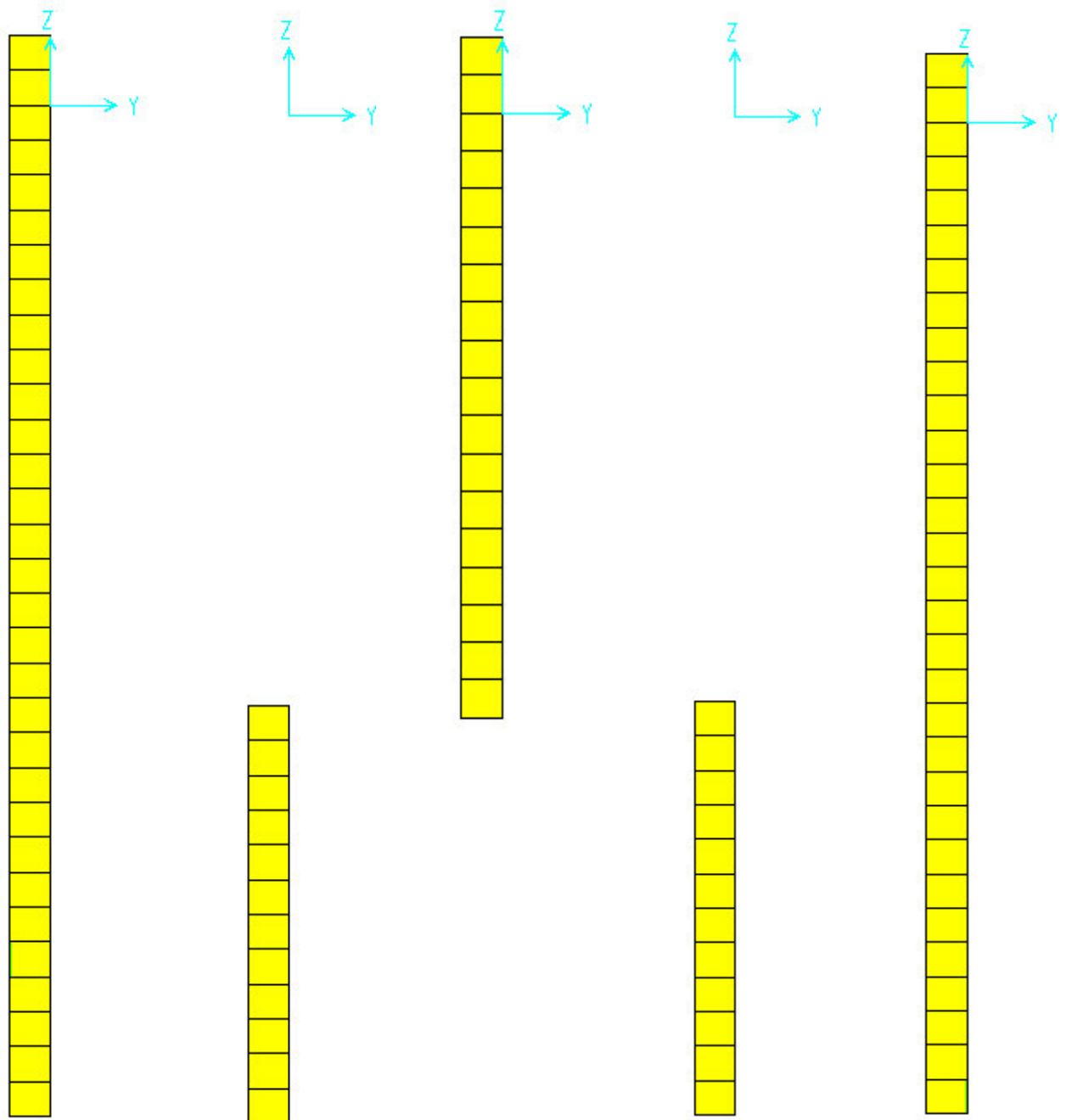
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.7.2.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.7.3 Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere

La verifica viene condotta sommando le tensioni provenienti dalle pressioni sulle lamiere e le tensioni provenienti dalle distorsioni:

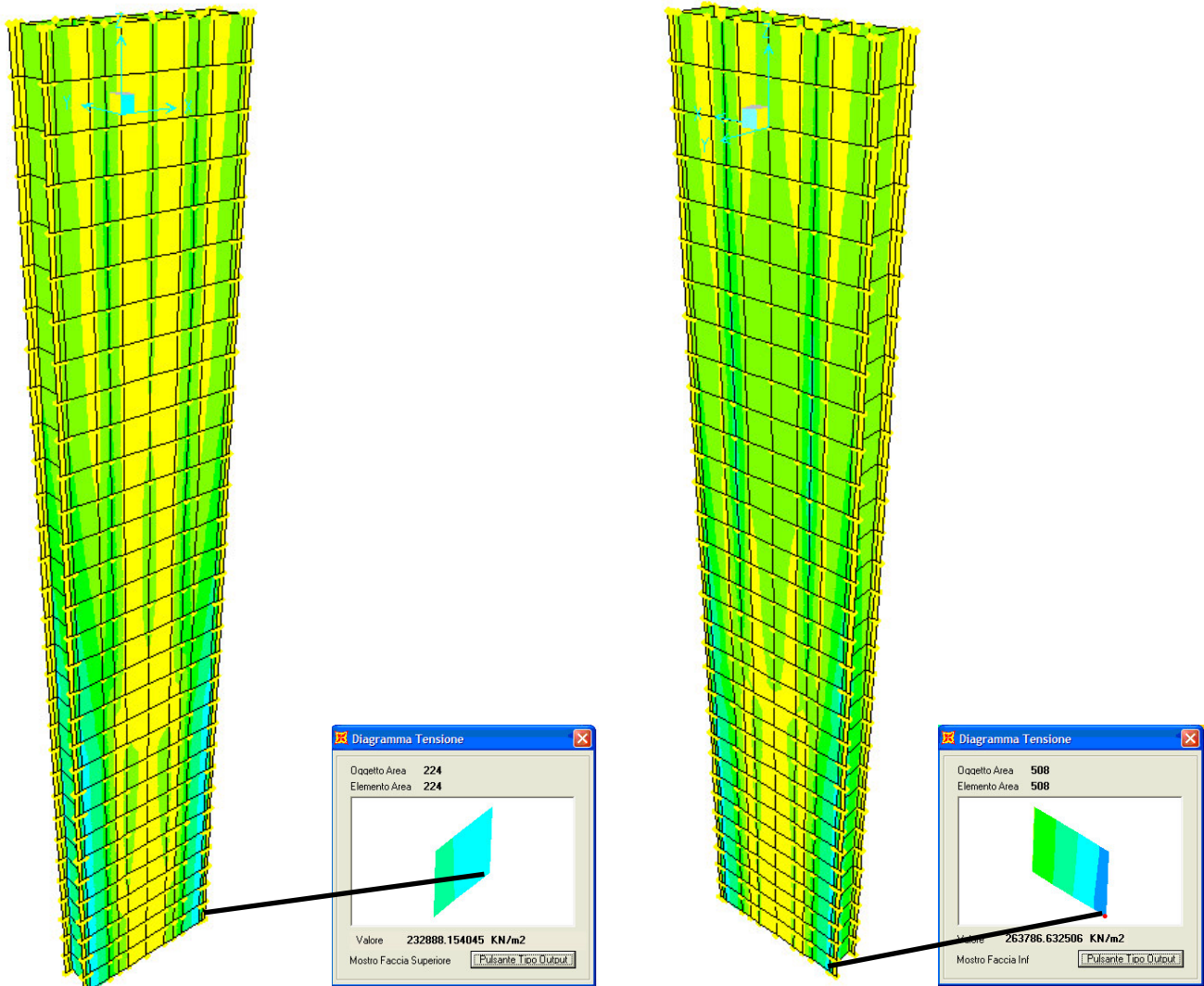


Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle sole pressioni lato colmata e lato mare

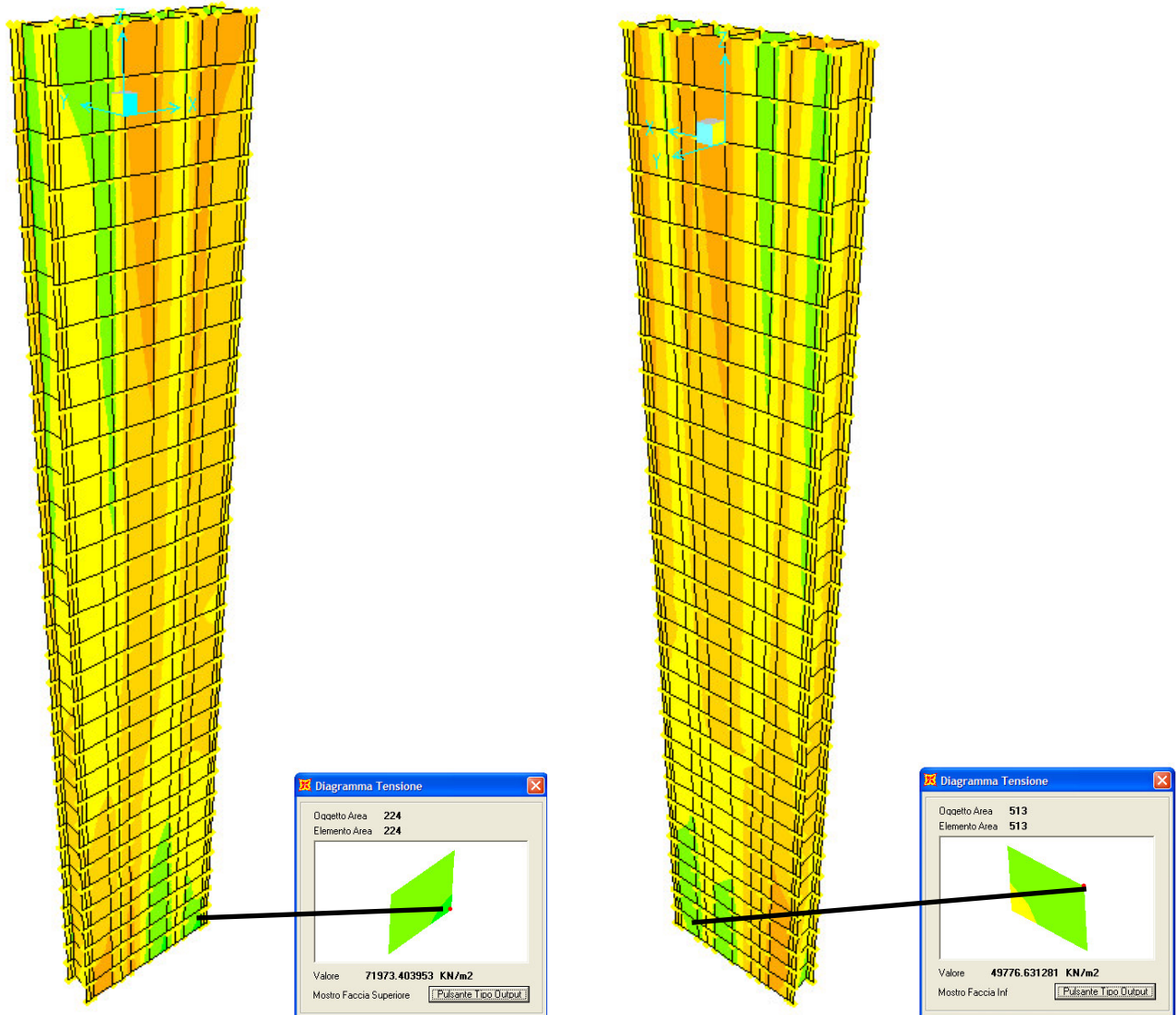


Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle distorsioni lato colmata e lato mare

Lo stato tensionale assiale massimo è pari a:

$$\sigma_{\max} = 263787 + 71974 = 335761 \text{ kN/m}^2 = 335.77 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$



### 9.7.4 Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti

Dall'analisi delle tensioni prodotte dalle pressioni e dalle distorsioni si ottiene una tensione tangenziale massima pari a:

$$\tau_{Ed} = 11167 + 1612 = 12779 \text{ kN/m}^2 = 12.78 \text{ MPa} < 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.5 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 97.6 \text{ Mpa}$$

- la verifica è soddisfatta

Essendo la tensione tangenziale di calcolo inferiore a metà della tensione tangenziale resistente, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica all'instabilità pannello soggetto a taglio deve essere condotta se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Nel nostro caso tale rapporto è uguale a:

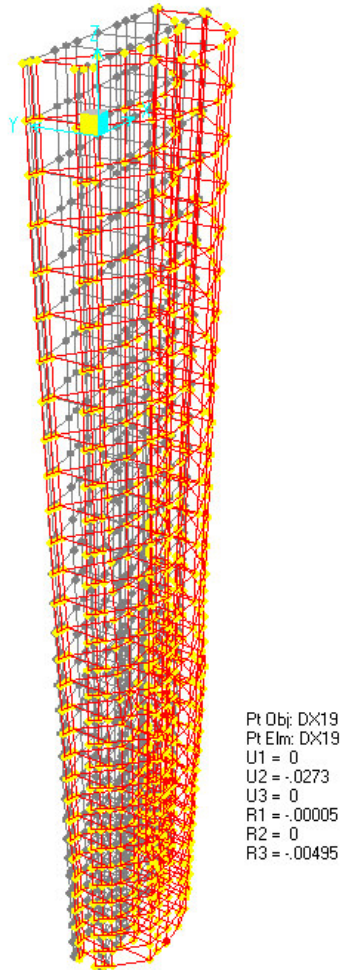
$$\frac{h_w}{t} = \frac{1.16}{0.02} = 58 \text{ (con } t=0.02 \text{ m spessore medio irrigidimento; } h_w=1.16 \text{ altezza media irrig.)}$$

e risulta essere minore del limite:

$$\frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58.58 \text{ (con } f_{yk}=355 \text{ MPa)}$$

Pertanto la verifica di instabilità del pannello di irrigidimento può essere omessa.

### 9.7.5 Verifica di deformabilità in esercizio (SLE)



*Diagramma di massime deformazioni*

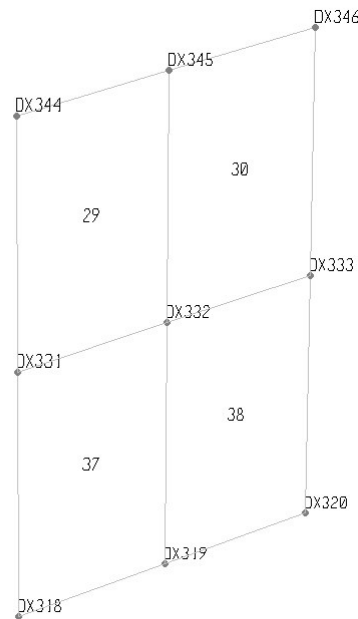
$$U2 = 0.0273 \text{ m} < 1/200 * H = 1/200 * 5.75 = 0.02875 \text{ m}$$

## 9.8 RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 7

Lo stato tensionale riportato graficamente, è quello mediato tra le tensioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:

Lo stato tensionale nel nodo DX332 è pari a:

$$S11_{DX332} = (S11_{DX332,29} + S11_{DX332,30} + S11_{DX332,37} + S11_{DX332,38})/4$$

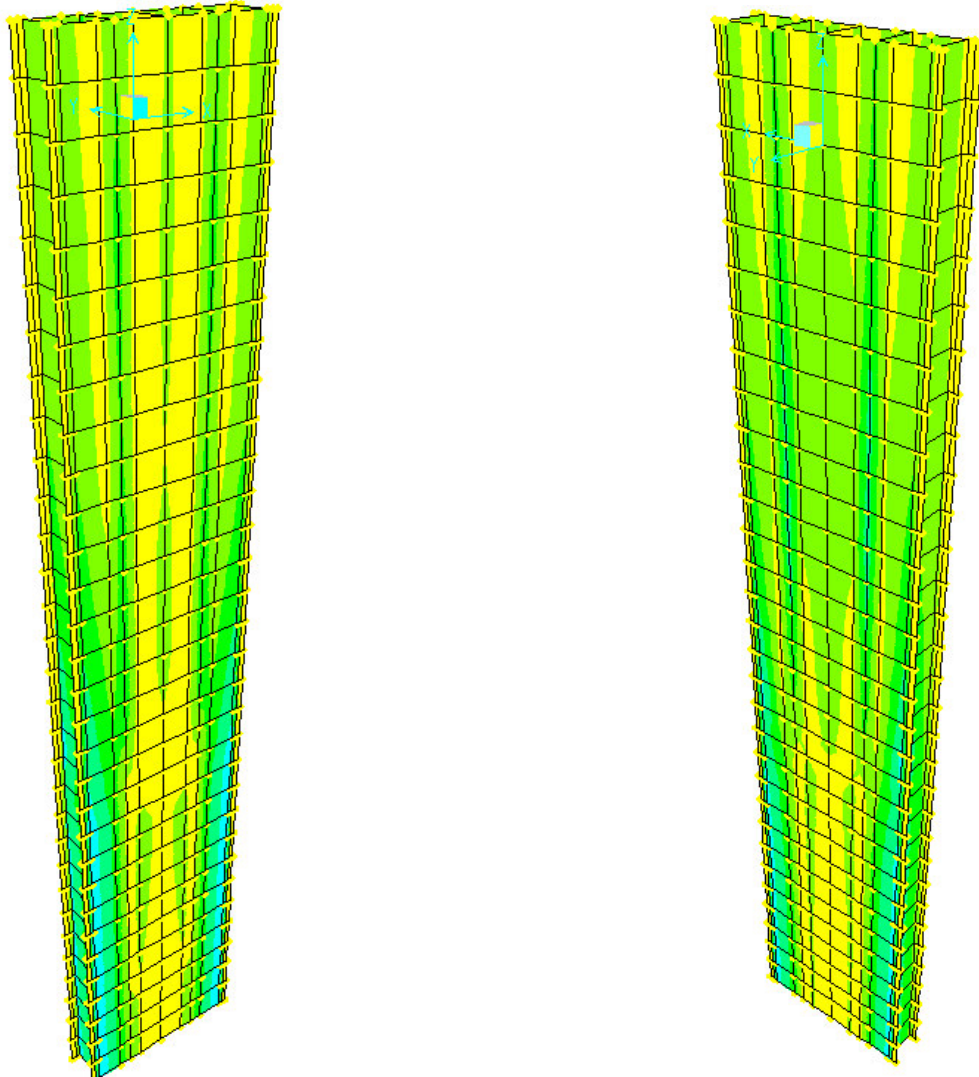


Esempio di 4 elementi “area” convergenti nel nodo DX332

### 9.8.1 Stato di tensione assiale

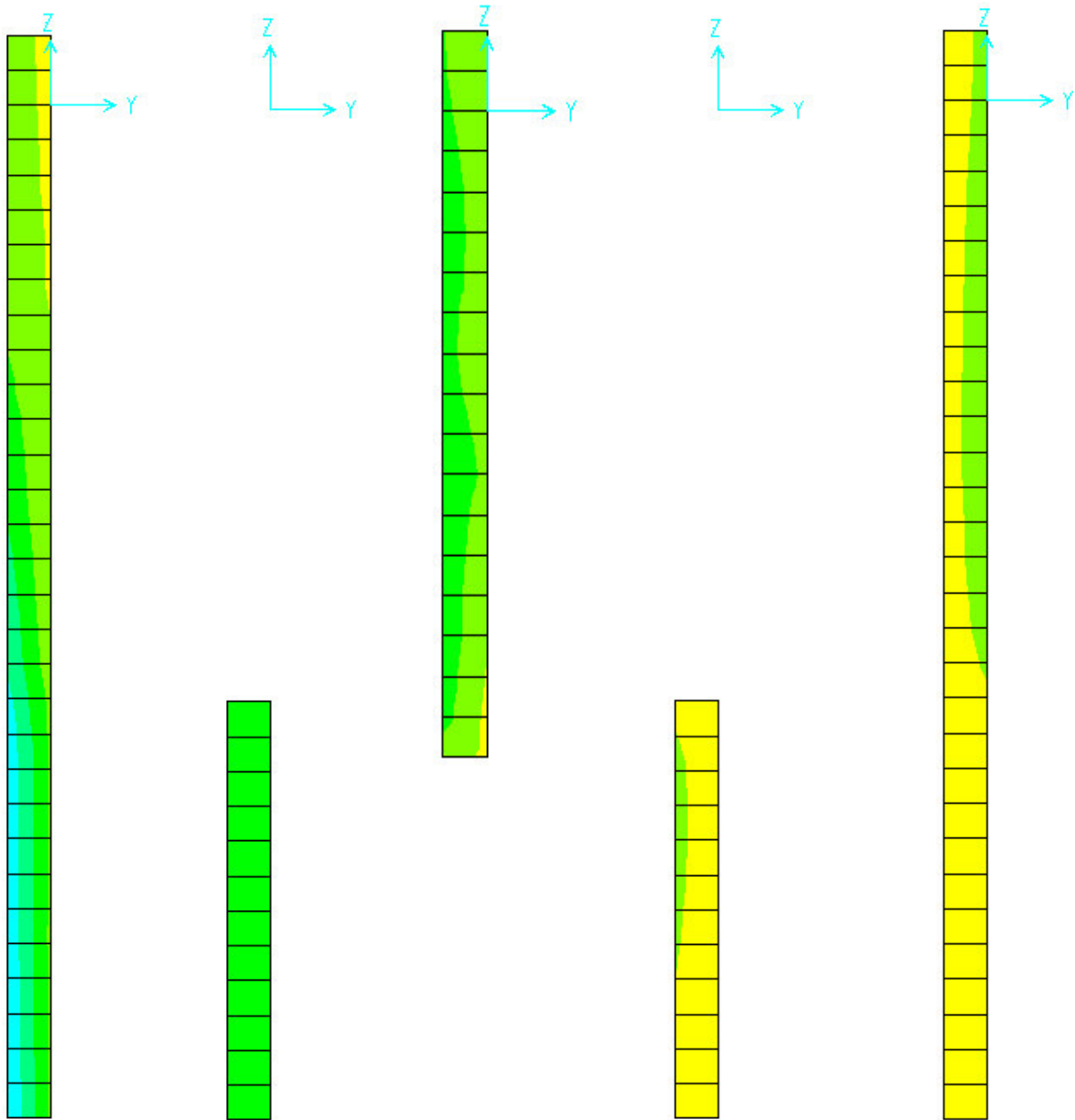
Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo assiale lungo le fibre orizzontali ( $S11$  – in  $\text{kN/m}^2$ ) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi all’involuppo delle combinazioni di carico

9.8.1.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni



Parete diaframma lato colmata

Parete diaframma lato mare



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale

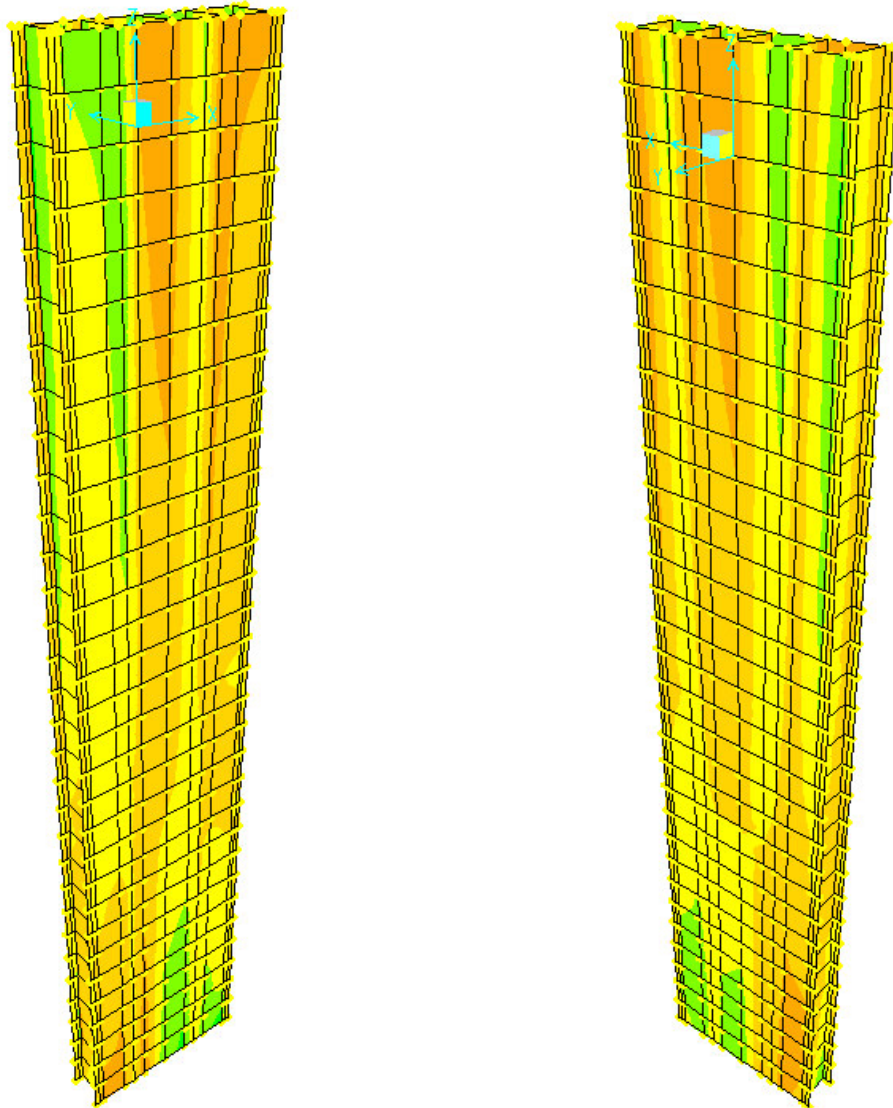


**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

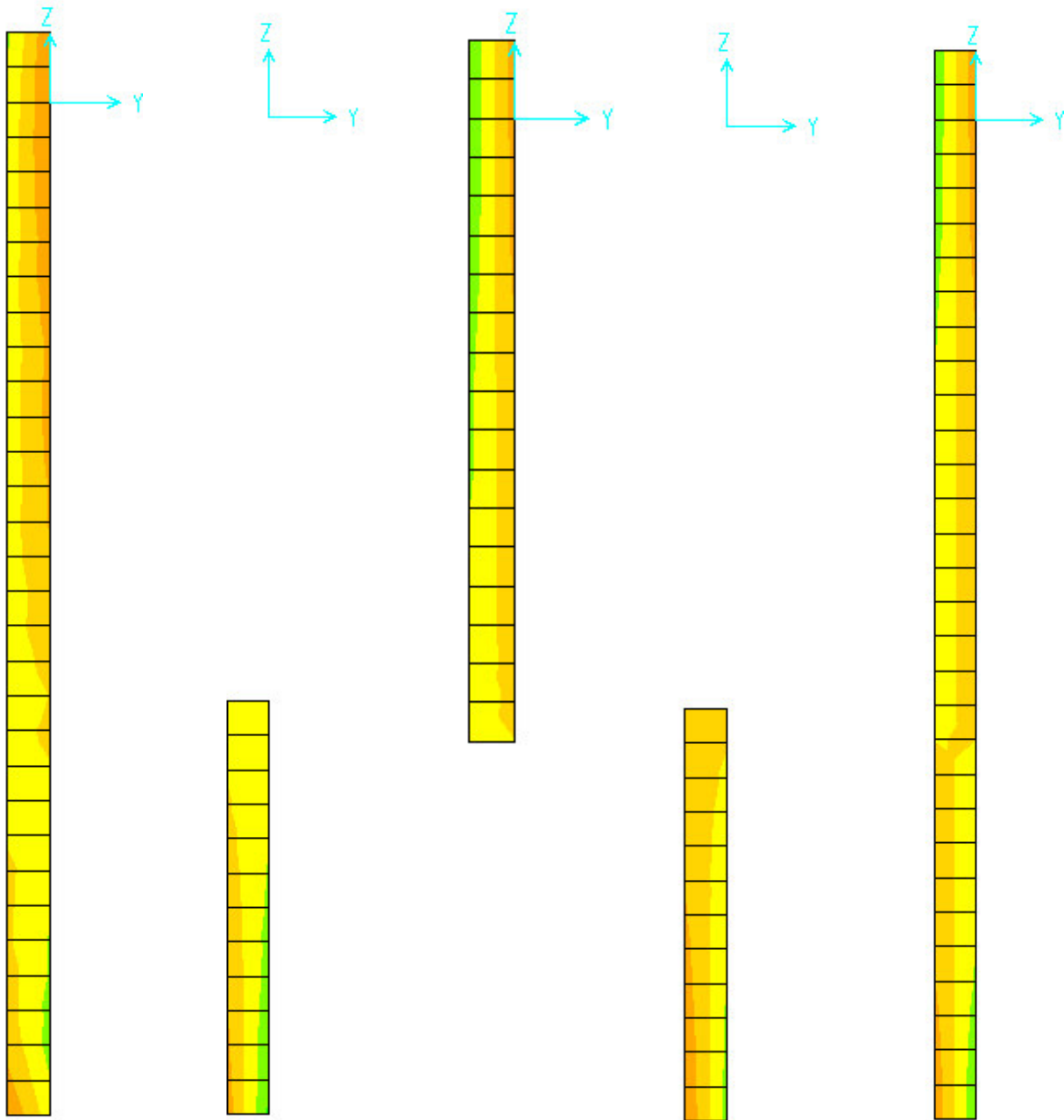
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.8.1.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

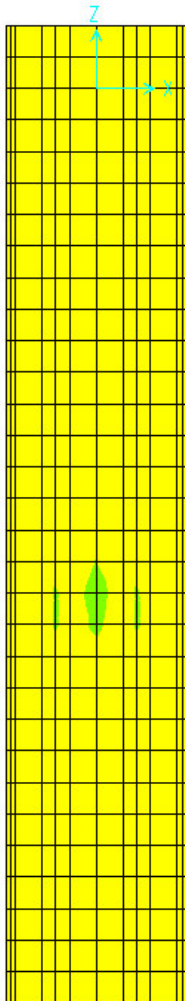
Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

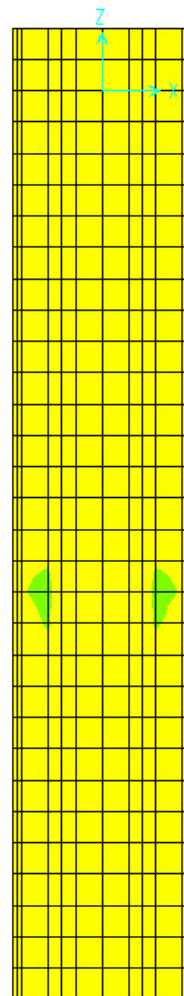
## 9.8.2 Stato di tensione tangenziale

Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo trasversale lungo le fibre orizzontali (S23 – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi a all’inviluppo delle combinazioni di carico:

### 9.8.2.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere

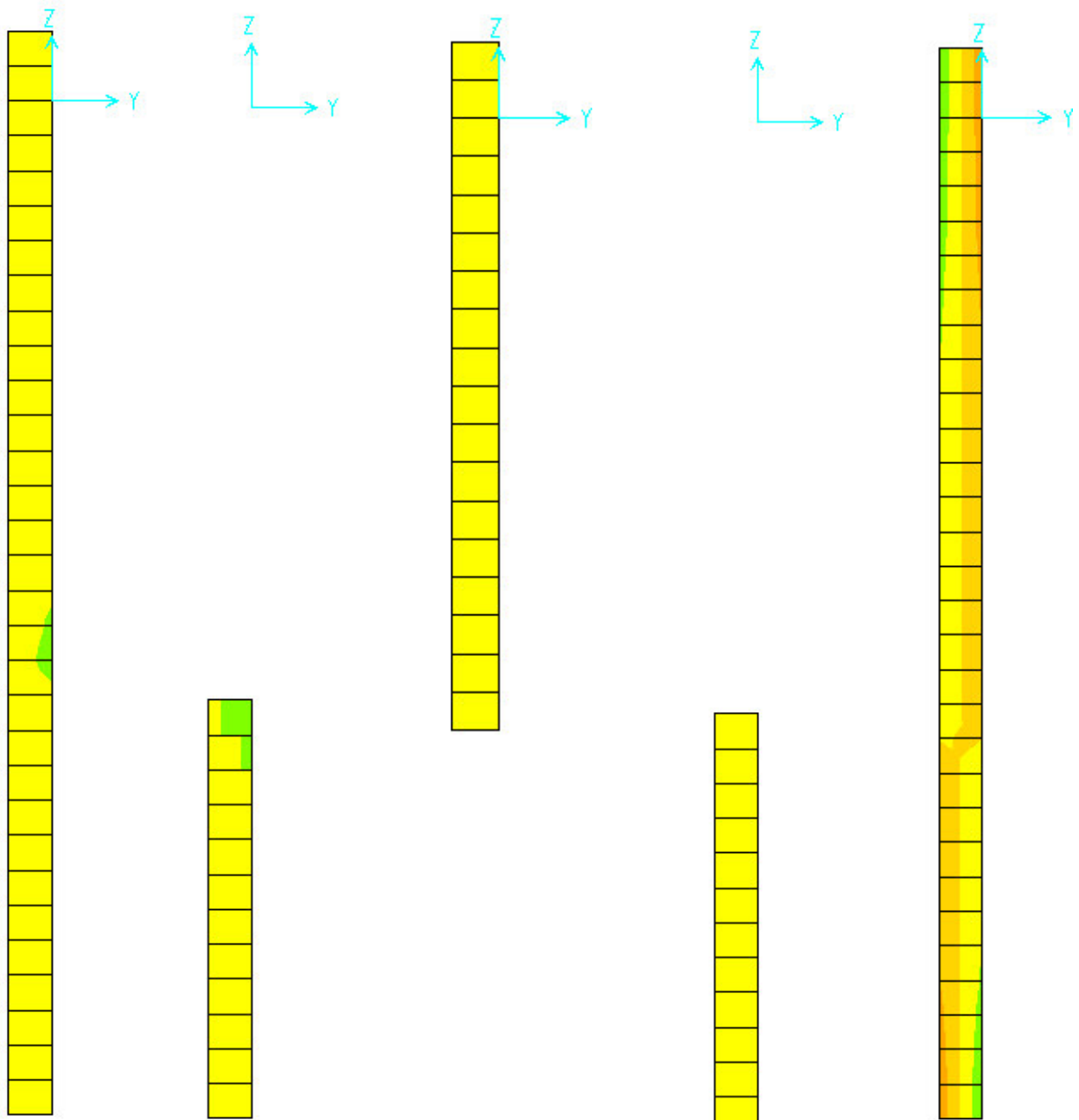


*Parete diaframma lato colmata*



*Parete diaframma lato mare*





1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



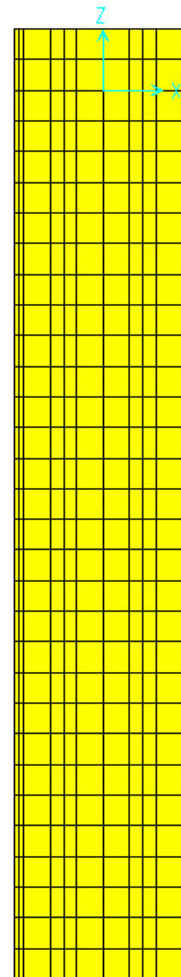
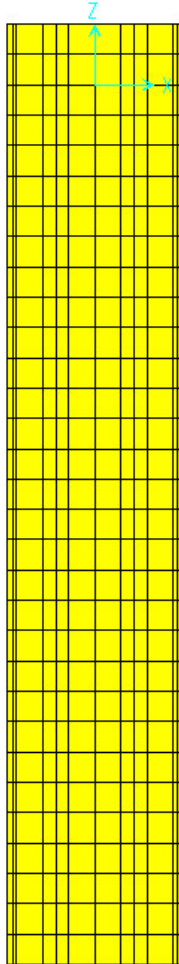
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

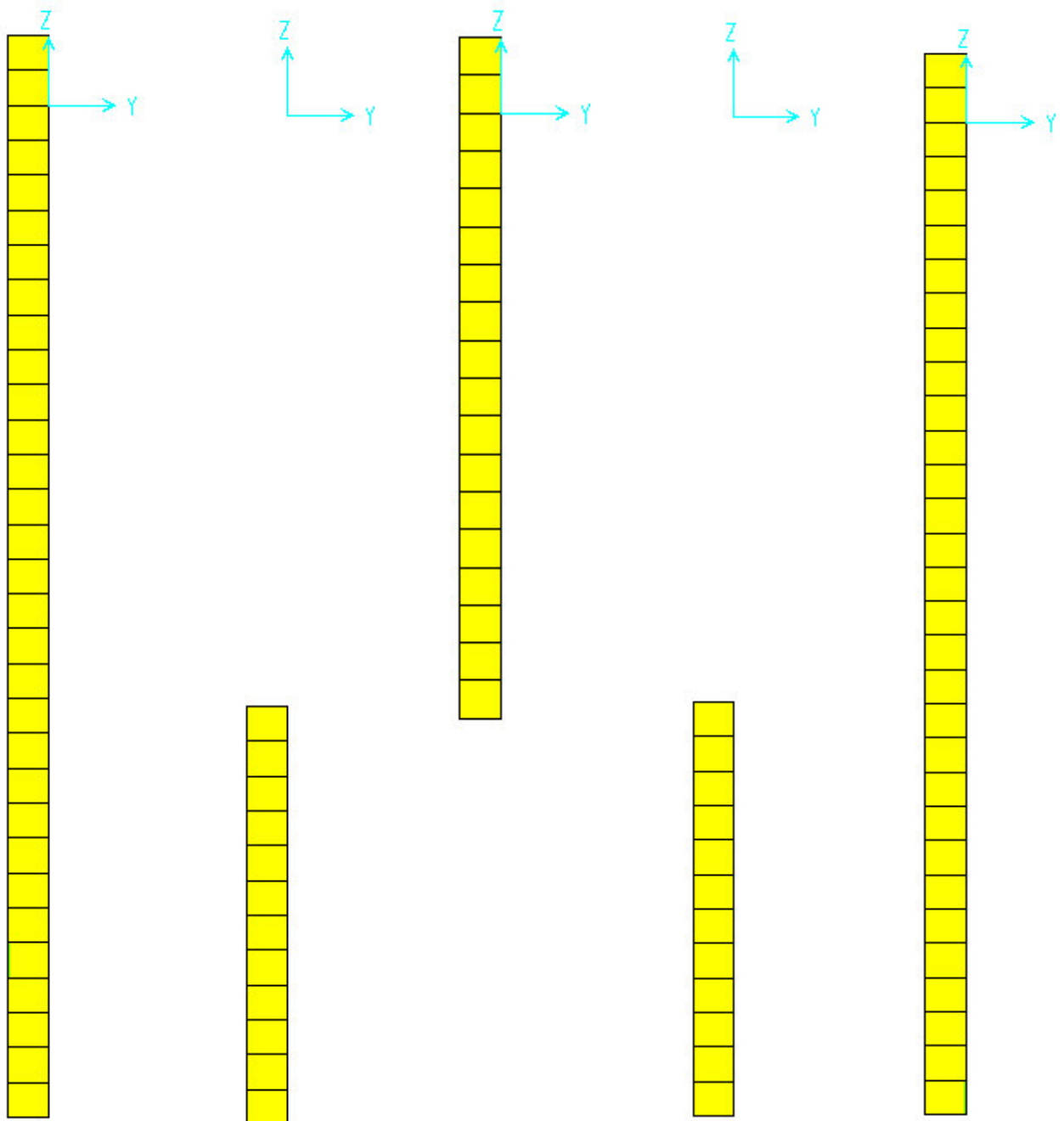
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.8.2.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



Parete diaframma lato colmata

Parete diaframma lato mare



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

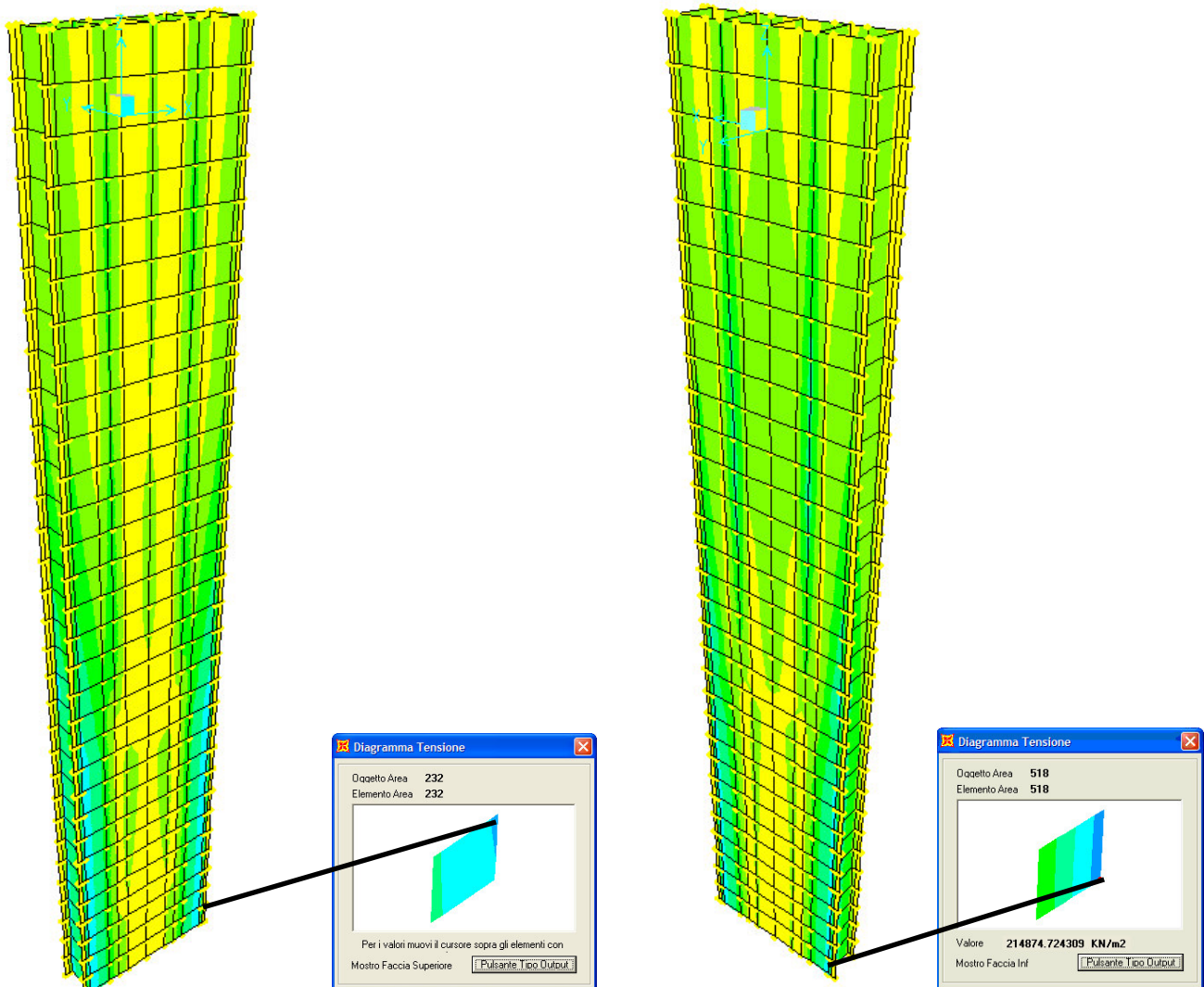
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.8.3 Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere

La verifica viene condotta sommando le tensioni provenienti dalle pressioni sulle lamiere e le tensioni provenienti dalle distorsioni:



*Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle sole pressioni lato colmata e lato mare*

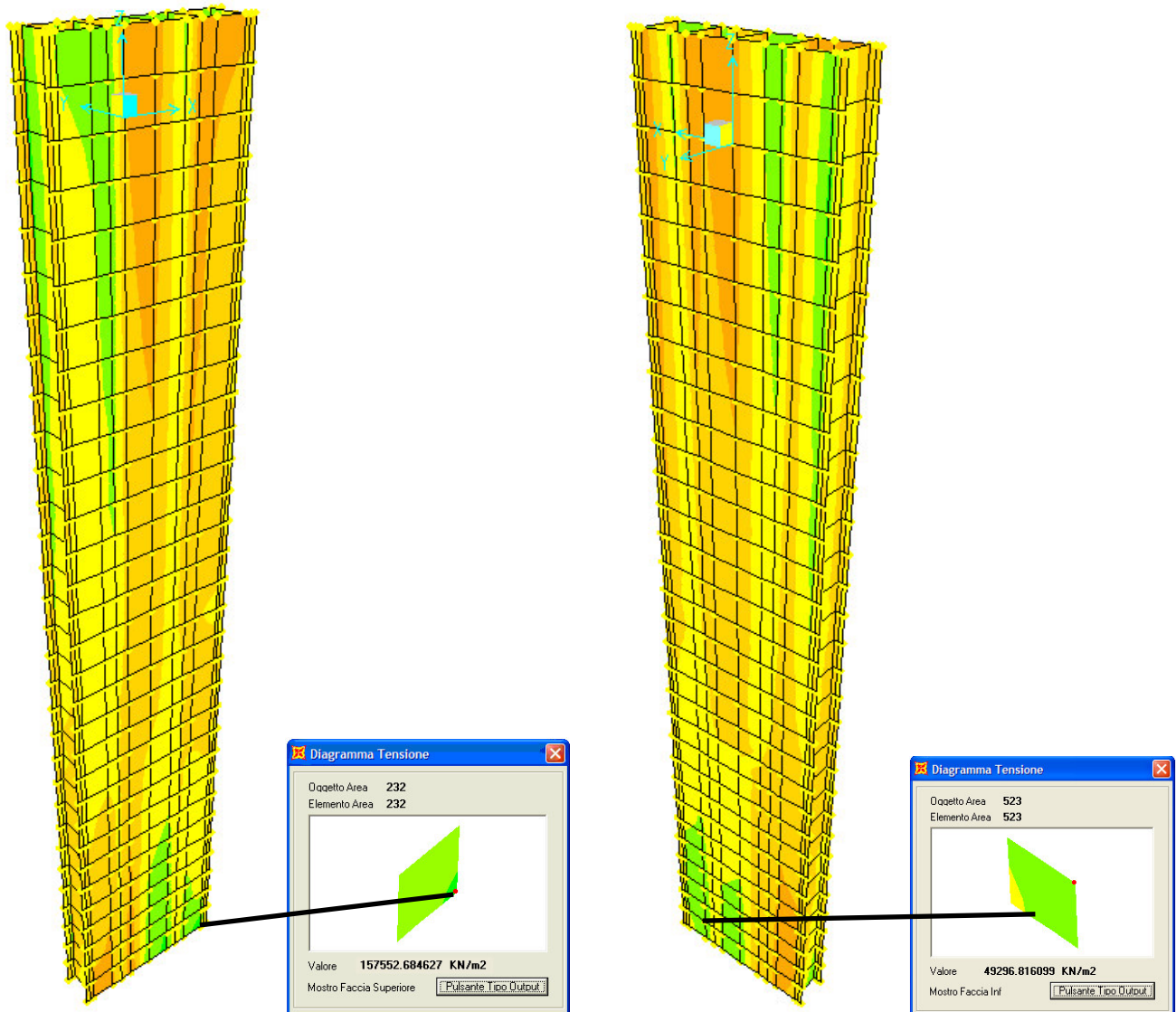


Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle distorsioni lato colmata e lato mare

Lo stato tensionale assiale massimo è pari a:

$$\sigma_{\max} = 214875 + 67961 = 282836 \text{ kN/m}^2 = 282.84 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

## 9.8.4 Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti

Dall'analisi delle tensioni prodotte dalle pressioni e dalle distorsioni si ottiene una tensione tangenziale massima pari a:

$$\tau_{Ed} = 11890 + 1716 = 13606 \text{ kN/m}^2 = 13.61 \text{ MPa} < 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.5 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 97.6 \text{ Mpa}$$

- la verifica è soddisfatta

Essendo la tensione tangenziale di calcolo inferiore a metà della tensione tangenziale resistente, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica all'instabilità pannello soggetto a taglio deve essere condotta se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Nel nostro caso tale rapporto è uguale a:

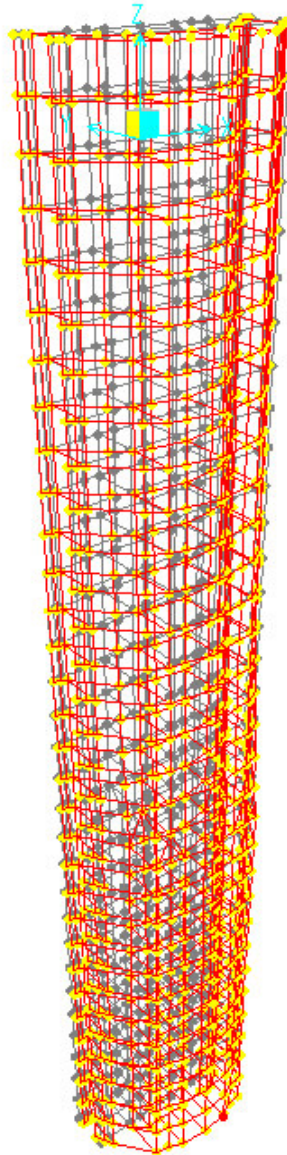
$$\frac{h_w}{t} = \frac{1.16}{0.02} = 58 \text{ (con } t=0.02 \text{ m spessore medio irrigidimento; } h_w=1.16 \text{ altezza media irrig.)}$$

e risulta essere minore del limite:

$$\frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58.58 \text{ (con } f_{yk}=355 \text{ MPa)}$$

Pertanto la verifica di instabilità del pannello di irrigidimento può essere omessa.

### 9.8.5 Verifica di deformabilità in esercizio (sle)



Pt Obj: DX8  
Pt Elm: DX8  
U1 = 0  
U2 = -.0273  
U3 = 0  
R1 = -.000004109  
R2 = 0  
R3 = .0053

*Diagramma di massime deformazioni*

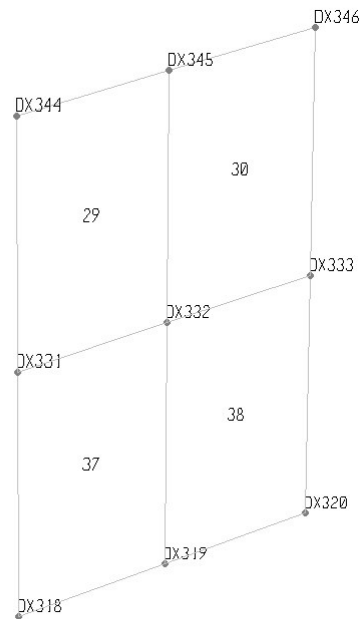
$$U2 = 0.0273 \text{ m} < 1/200 \cdot H = 1/200 \cdot 5.75 = 0.02875 \text{ m}$$

## 9.9 RISULTATI – STATO TENSIONALE DIAFRAMMA – SEZ. 8

Lo stato tensionale riportato graficamente, è quello mediato tra le tensioni di ciascun nodo provenienti dai quattro elementi convergenti nello stesso nodo:

Lo stato tensionale nel nodo DX332 è pari a:

$$S11_{DX332} = (S11_{DX332,29} + S11_{DX332,30} + S11_{DX332,37} + S11_{DX332,38})/4$$



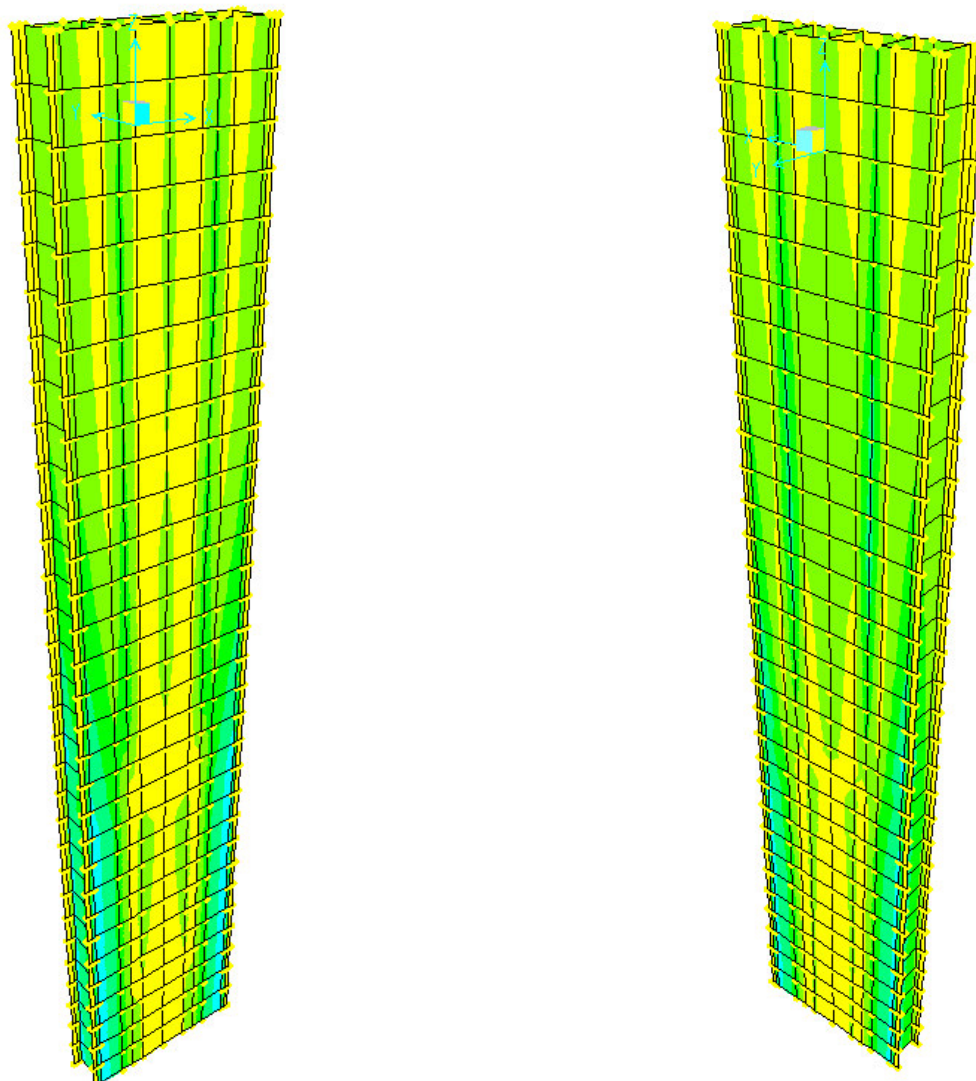
Esempio di 4 elementi “area” convergenti nel nodo DX332

### 9.9.1 Stato di tensione assiale

Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo assiale lungo le fibre orizzontali ( $S11$  – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi all’involuppo delle combinazioni di carico

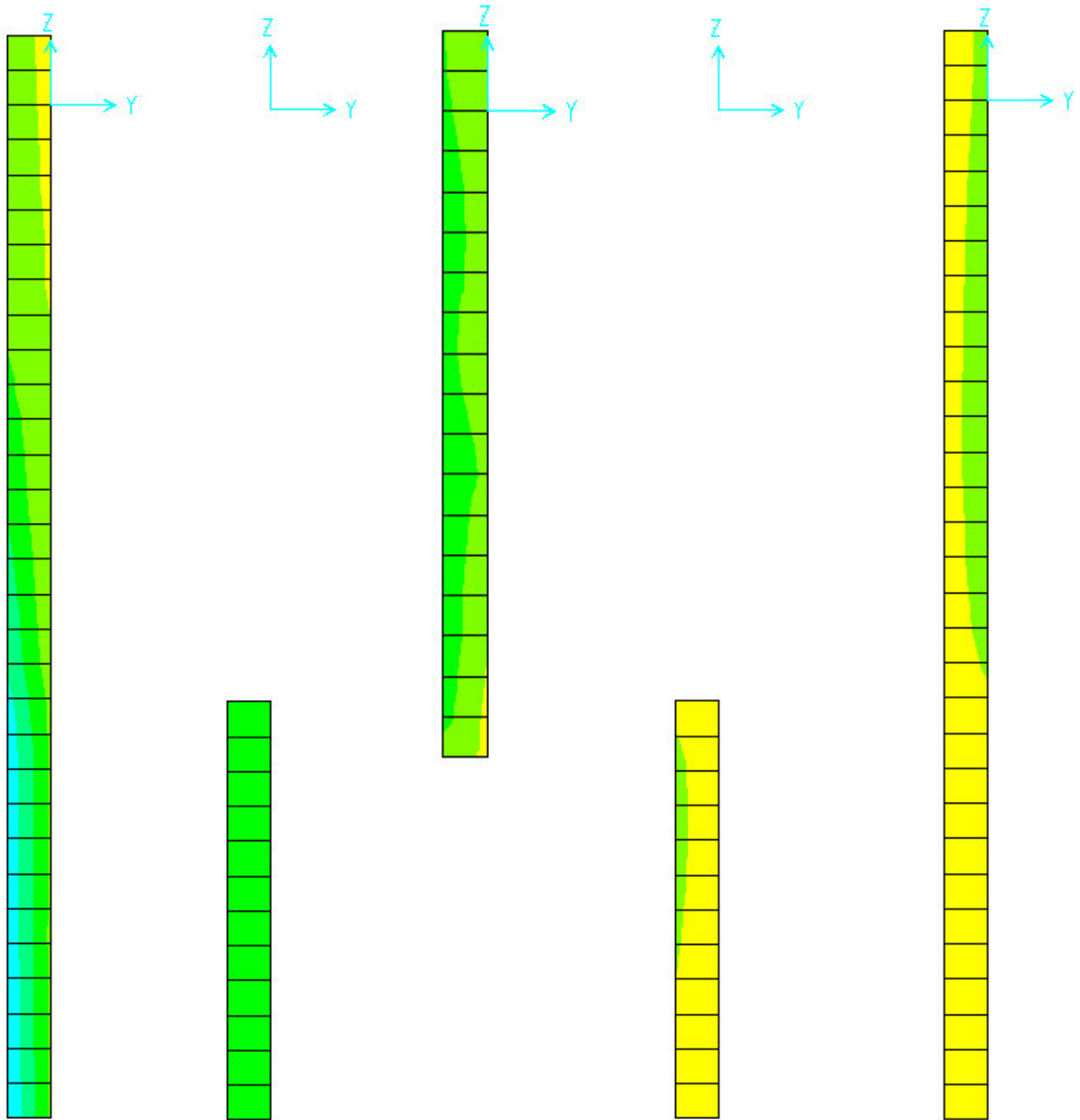


### 9.9.1.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



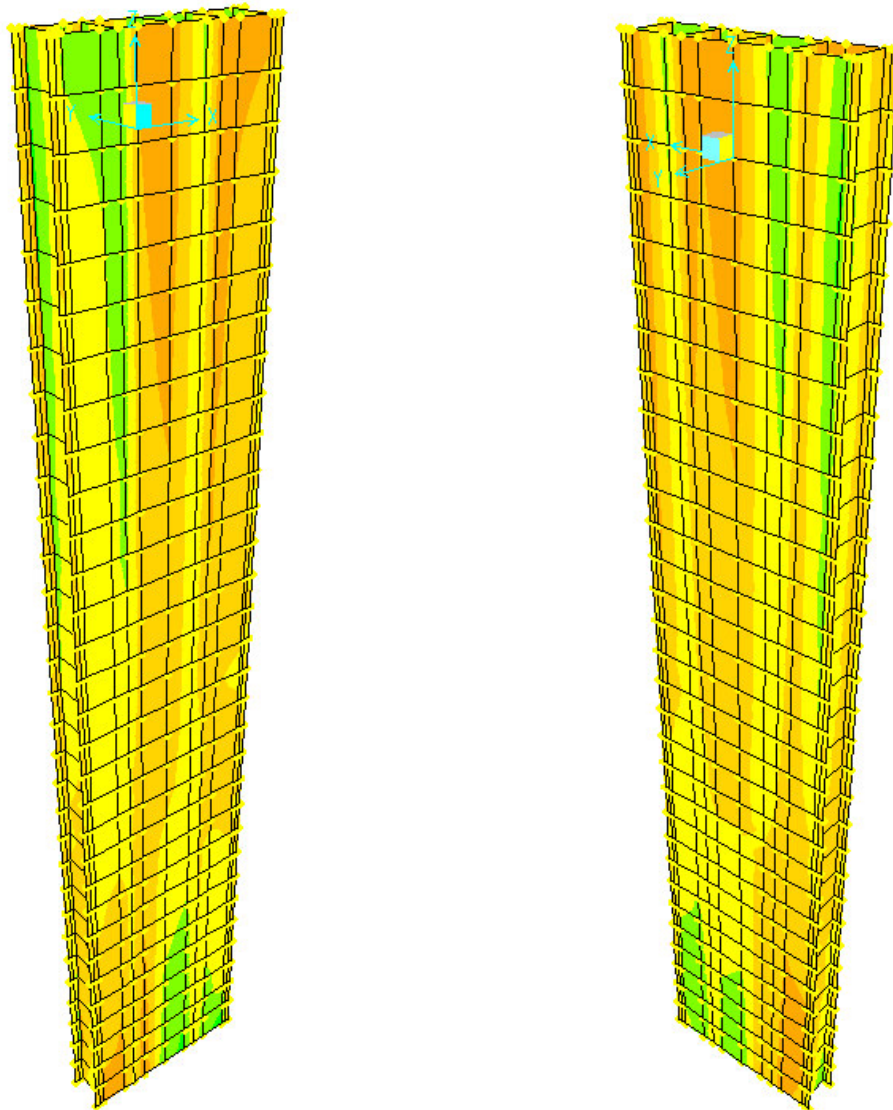
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

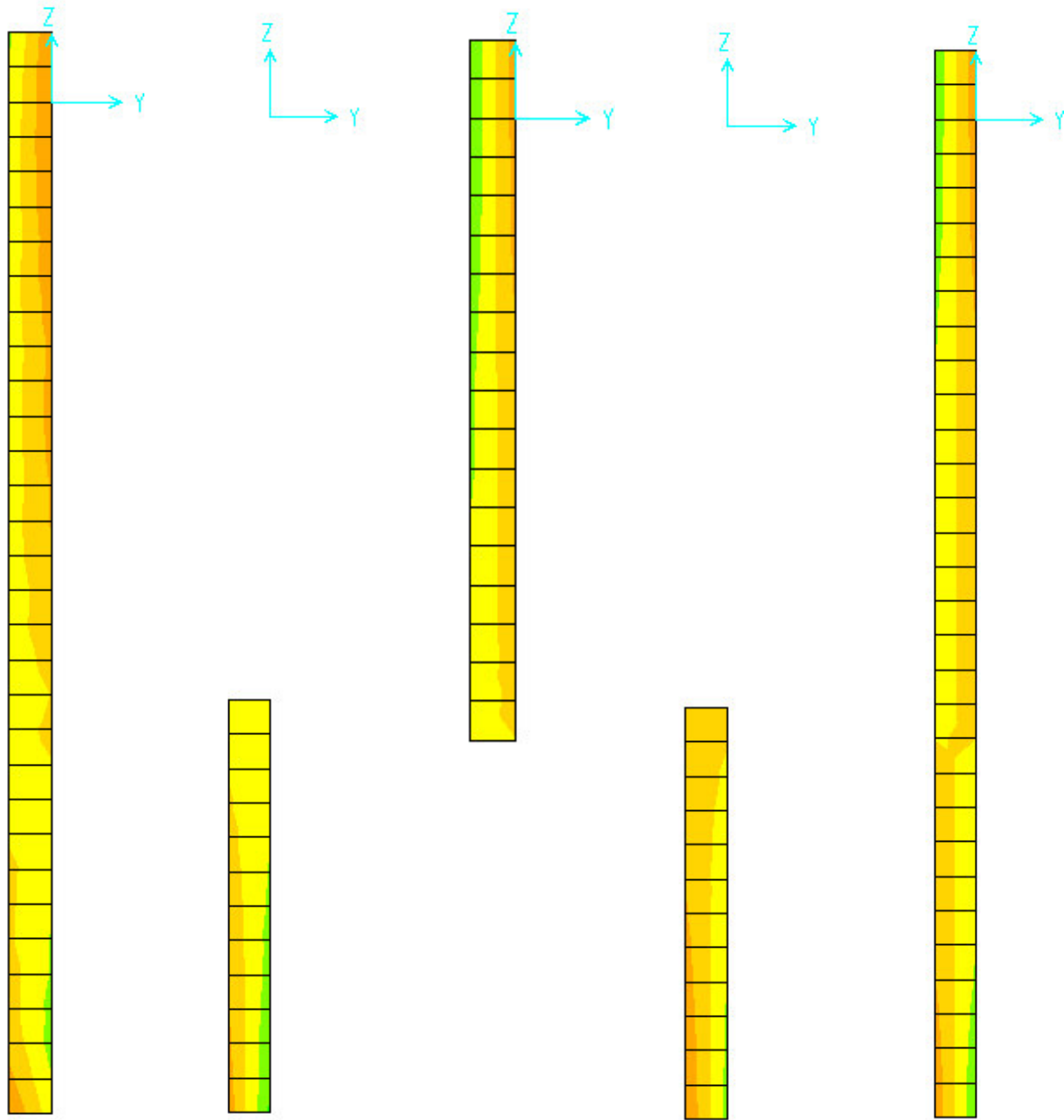
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.9.1.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

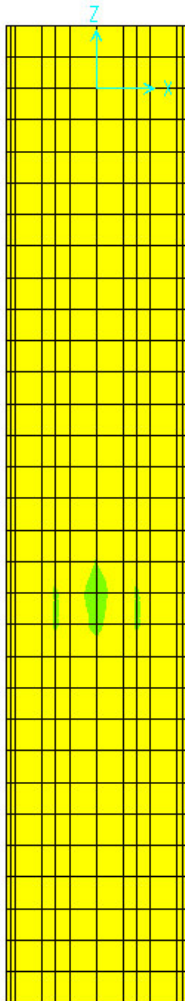
Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

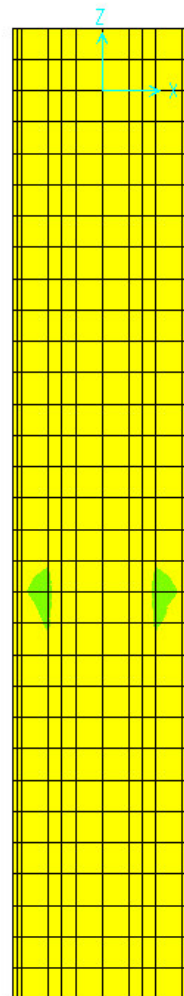
## 9.9.2 Stato di tensione tangenziale

Di seguito riportiamo i diagrammi dello stato tensionale massimo trasversale lungo le fibre orizzontali (S23 – in kN/m<sup>2</sup>) relativi ai principali elementi del modello di calcolo e relativi a all’inviluppo delle combinazioni di carico:

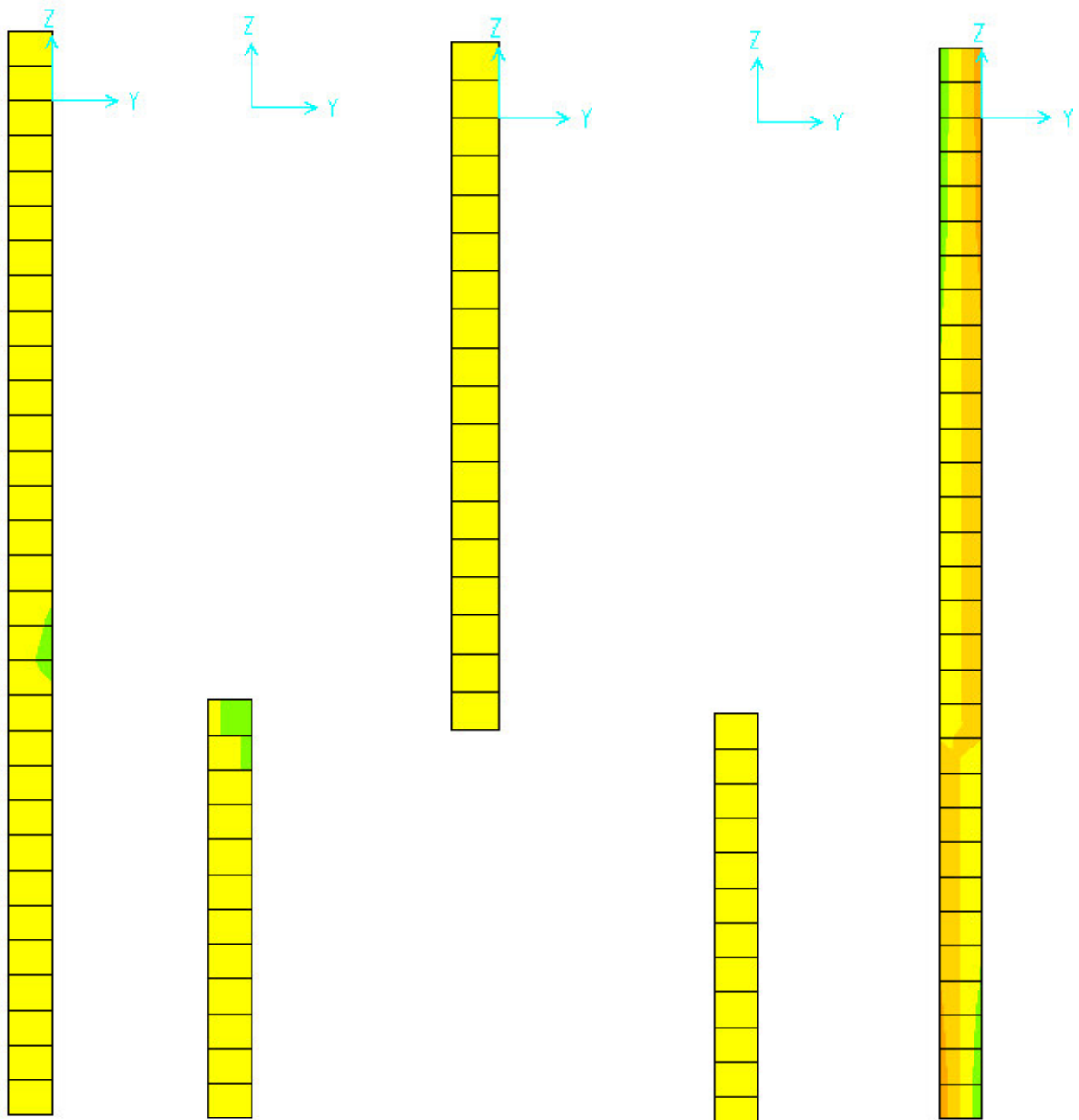
### 9.9.2.1 Stato tensionale prodotto dalle pressioni sulle lamiere



*Parete diaframma lato colmata*



*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



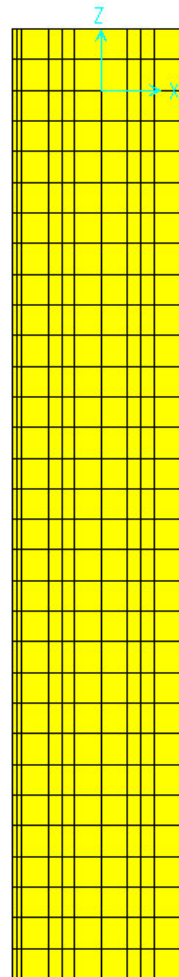
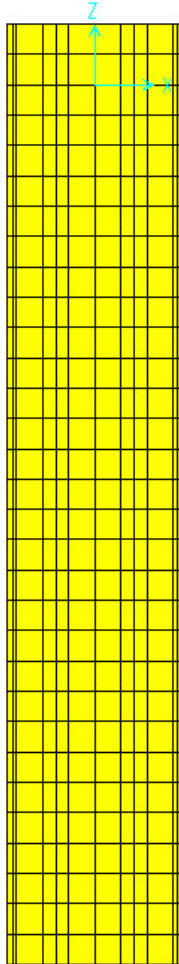
**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

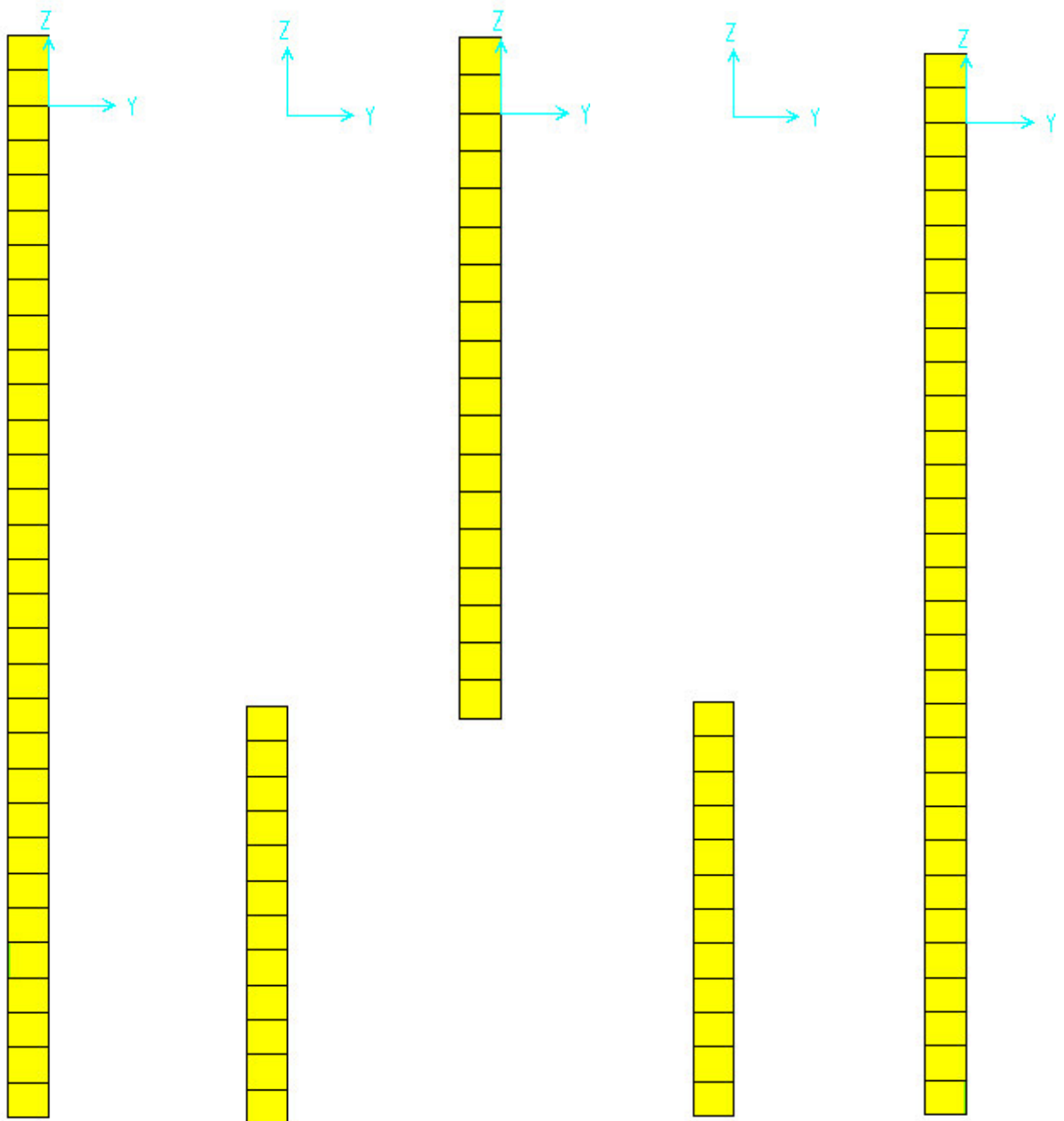
Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### 9.9.2.2 Stato tensionale prodotto dalle distorsioni



*Parete diaframma lato colmata*

*Parete diaframma lato mare*



1° Irrig. esterno 2° Irrig. intermedio 3° Irrig. Intermedio 4° Irrig. intermedio 5° Irrig. centrale



**Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



### 9.9.3 Verifica dello stato tensionale assiale sulle lamiere

La verifica viene condotta sommando le tensioni provenienti dalle pressioni sulle lamiere e le tensioni provenienti dalle distorsioni:

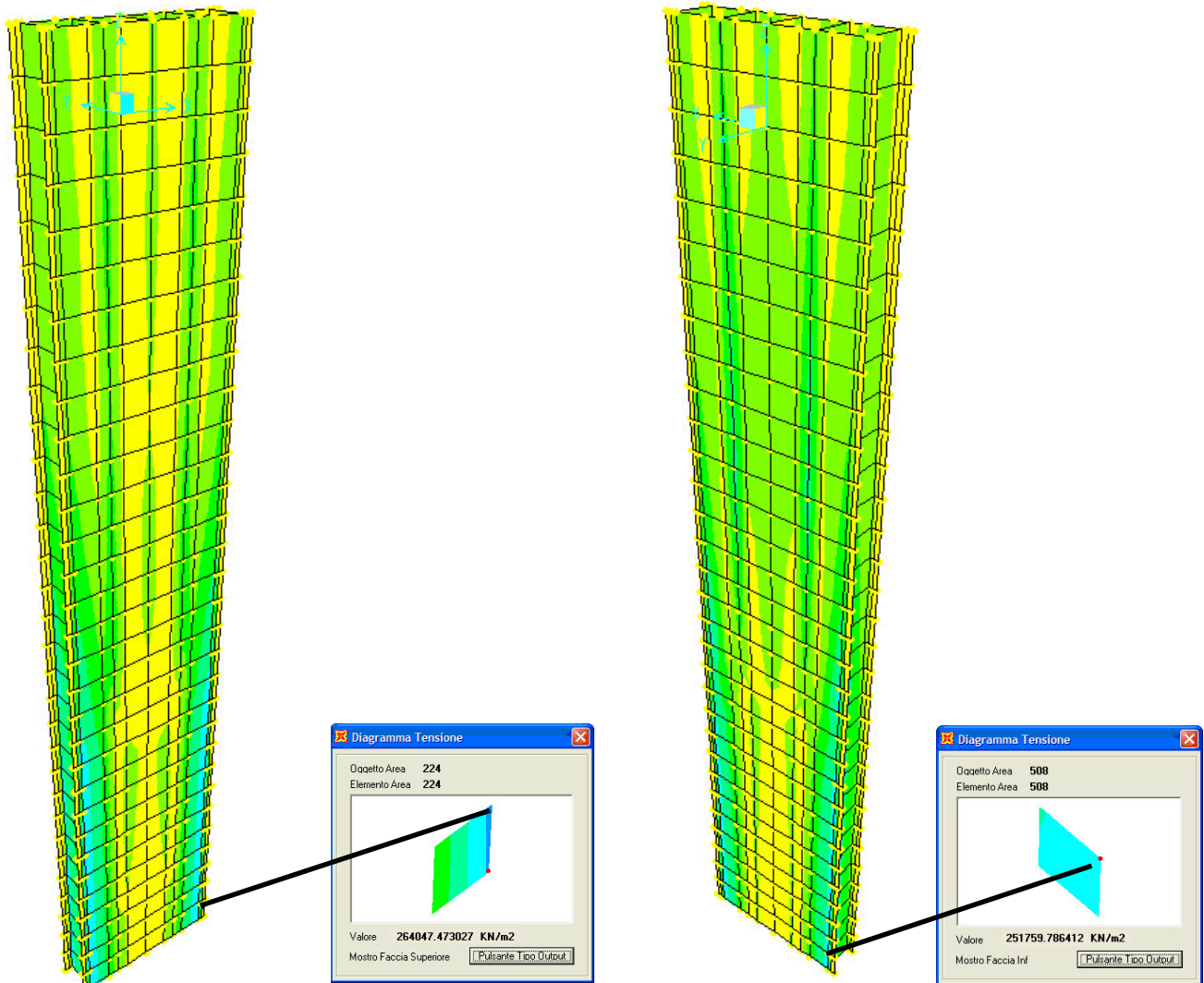
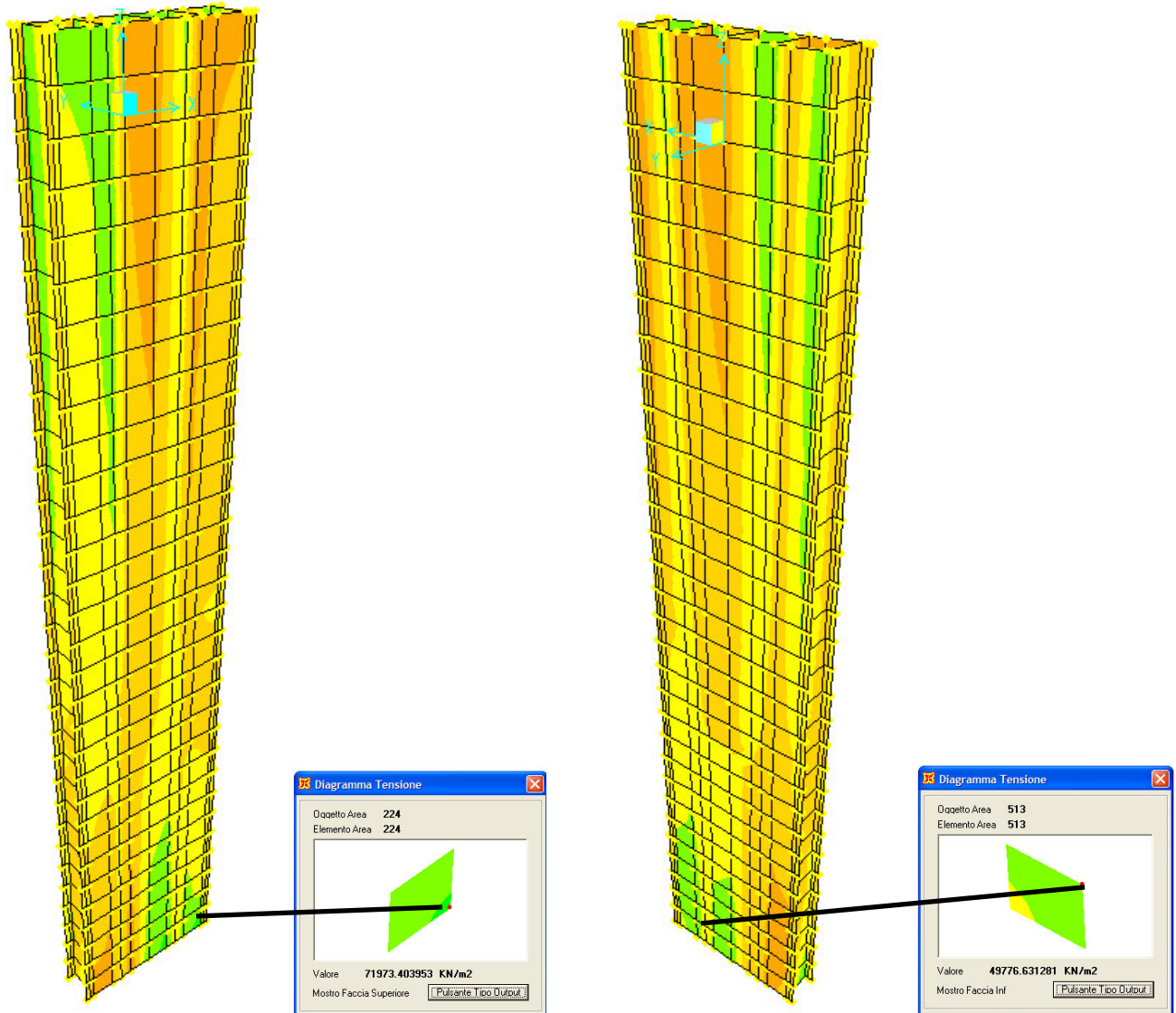


Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle sole pressioni lato colmata e lato mare



*Diagramma tensionale assiale massimo dovuto alle distorsioni lato colmata e lato mare*

Lo stato tensionale assiale massimo è pari a:

$$\sigma_{\max} = 264048 + 71974 = 336022 \text{ kN/m}^2 = 336.03 \text{ MPa} < f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

### 9.9.4 Verifica dello stato tensionale tangenziale sugli irrigidimenti

Dall'analisi delle tensioni prodotte dalle pressioni e dalle distorsioni si ottiene una tensione tangenziale massima pari a:

$$\tau_{Ed} = 11167 + 1612 = 12779 \text{ kN/m}^2 = 12.78 \text{ MPa} < 0.5 \cdot \tau_{Rd} = 0.5 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 97.6 \text{ Mpa}$$

- la verifica è soddisfatta

Essendo la tensione tangenziale di calcolo inferiore a metà della tensione tangenziale resistente, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

La verifica all'instabilità pannello soggetto a taglio deve essere condotta se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Nel nostro caso tale rapporto è uguale a:

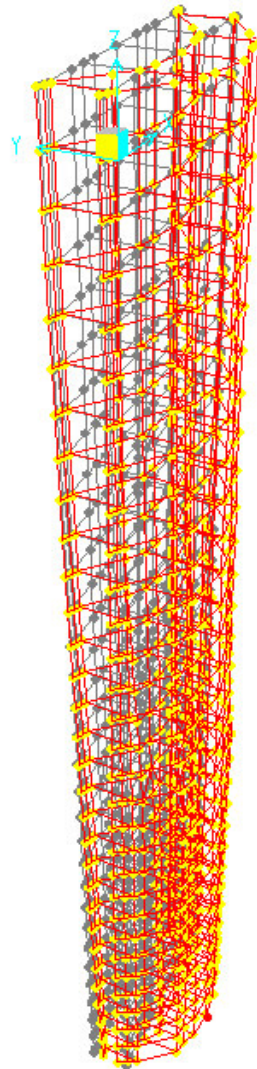
$$\frac{h_w}{t} = \frac{1.16}{0.02} = 58 \text{ (con } t=0.02 \text{ m spessore medio irrigidimento; } h_w=1.16 \text{ altezza media irrig.)}$$

e risulta essere minore del limite:

$$\frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 58.58 \text{ (con } f_{yk}=355 \text{ MPa)}$$

Pertanto la verifica di instabilità del pannello di irrigidimento può essere omessa.

### 9.9.5 Verifica di deformabilità in esercizio (SLE)



Pt Obj: DX20  
Pt Elm: DX20  
U1 = 0  
U2 = -.0166  
U3 = 0  
R1 = -.000006987  
R2 = 0  
R3 = -.0000003479

*Diagramma di massime deformazioni*

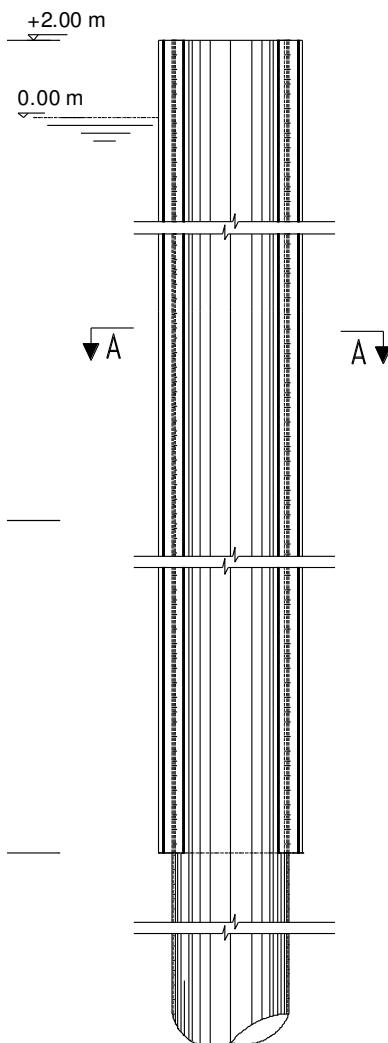
$$U2 = 0.0166 \text{ m} < 1/200 * H = 1/200 * 5.75 = 0.02875 \text{ m}$$

## 10 METODO DI ANALISI – VERIFICA STRUTTURALE GARGAME

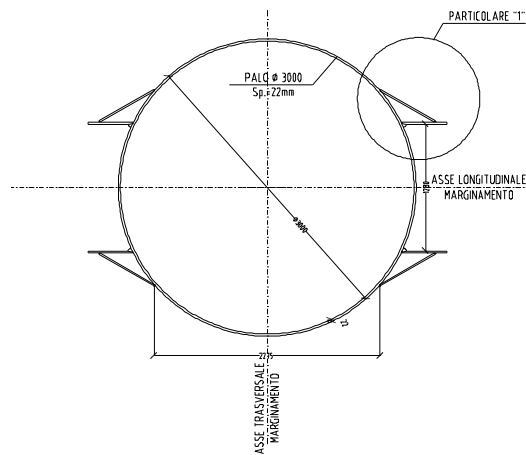
### 10.1 DESCRIZIONE

Il “gargame” è un guida metallica continua saldata al monopalo dentro la quale scorre il diaframma vibro infisso (vedi elaborati grafici).

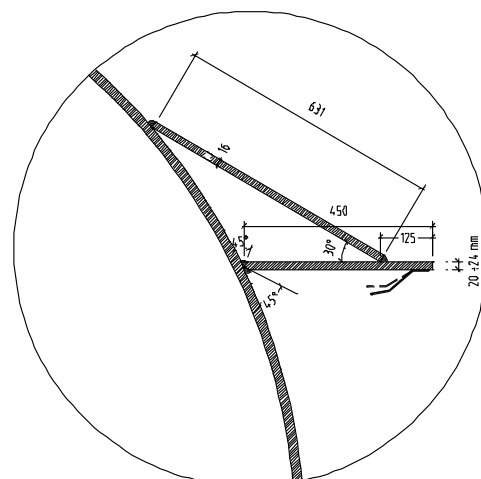
#### PROSPETTO



#### SEZIONE A-A

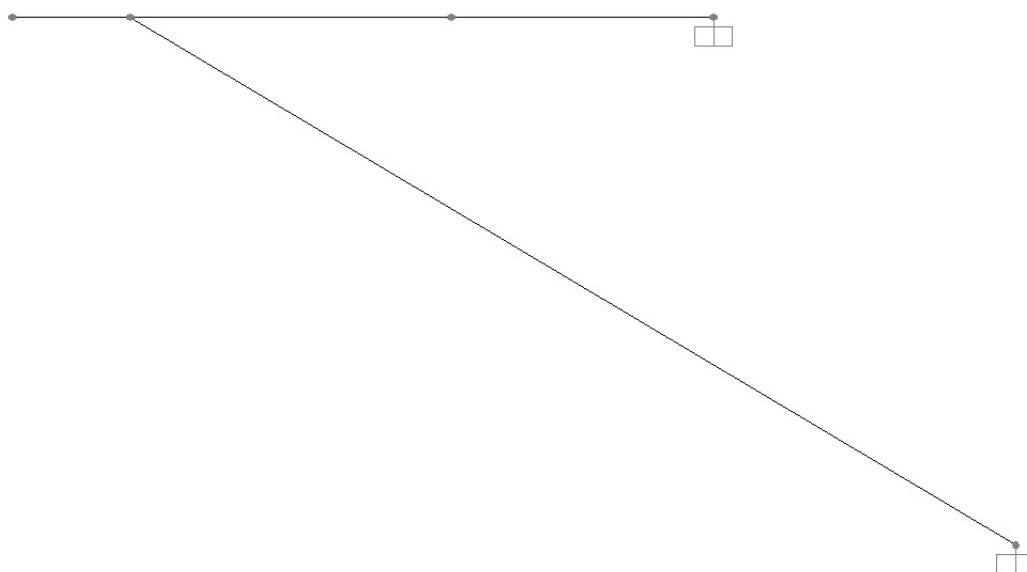


#### PARTICOLARE "1"



## 10.2 MODELLO DI CALCOLO

Da un punto di vista strutturale viene schematizzato con due elementi “trave”, di profondità unitaria, ancorati con un vincolo di continuità tra di loro ed esternamente sono vincolati al monopalo con vincoli di incastro a simulare la presenza della saldatura.



**Schema statico gargame**

Il carico agente sull'elemento orizzontale (di spessore variabile lungo l'altezza del gargame da 24 mm a 20 mm), sopra rappresentato, è costituito da una forza viaggiante lungo tutto l'elemento a simulare il possibile spostamento del punto di contatto tra diaframma e gargame lungo l'infissione del diaframma stesso.

Pertanto verranno effettuati due calcoli:

- 1) il primo relativo al gargame con spessore dell'elemento orizzontale, su cui grava la forza viaggiante, di spessore pari a 20 mm;
- 2) il secondo relativo al gargame con spessore pari a 24 mm.

Il valore delle forze che competono a ciascuno dei due gargami è pari alla reazione massima derivante dai modelli del diaframmi analizzati precedentemente e di seguito riportate in forma tabellare:

**REAZIONE DI CONTATTO TRA GARGAME E DIAFRAMMA – SEZ. 5**

TABLE: Joint Reactions					
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	0
2	DX405	SLU ENV NL	Combination	Max	4.587
2	DX415	SLU ENV NL	Combination	Max	4.587
1	SX406	SLU ENV NL	Combination	Min	3.554
1	SX416	SLU ENV NL	Combination	Min	4.777
0	DX392	SLU ENV NL	Combination	Max	9.093
0	DX402	SLU ENV NL	Combination	Max	9.093
-1	SX393	SLU ENV NL	Combination	Min	7.026
-1	SX403	SLU ENV NL	Combination	Min	9.486
-1	DX379	SLU ENV NL	Combination	Max	8.822
-2	DX389	SLU ENV NL	Combination	Max	8.822
-2	SX379	SLU ENV NL	Combination	Min	7.779
-2	SX389	SLU ENV NL	Combination	Min	10.176
-2	DX366	SLU ENV NL	Combination	Max	12.394
-3	DX376	SLU ENV NL	Combination	Max	12.394
-3	SX366	SLU ENV NL	Combination	Min	8.473
-4	SX376	SLU ENV NL	Combination	Min	10.844
-4	DX353	SLU ENV NL	Combination	Max	17.055
-5	DX363	SLU ENV NL	Combination	Max	17.054
-5	SX353	SLU ENV NL	Combination	Min	8.8
-6	SX363	SLU ENV NL	Combination	Min	11.165
-6	DX340	SLU ENV NL	Combination	Max	12.408
-6	DX350	SLU ENV NL	Combination	Max	12.409
-7	SX340	SLU ENV NL	Combination	Min	10.776
-7	SX350	SLU ENV NL	Combination	Min	13.042
-8	DX327	SLU ENV NL	Combination	Max	8.107
-8	DX337	SLU ENV NL	Combination	Max	8.107
-9	SX327	SLU ENV NL	Combination	Min	12.957
-9	SX337	SLU ENV NL	Combination	Min	15.05
-10	DX314	SLU ENV NL	Combination	Max	9.829
-10	DX324	SLU ENV NL	Combination	Max	9.829
-11	SX314	SLU ENV NL	Combination	Min	18.41
-11	SX324	SLU ENV NL	Combination	Min	20.124
-11	DX301	SLU ENV NL	Combination	Max	8.601
-11	DX311	SLU ENV NL	Combination	Max	8.602
-12	SX301	SLU ENV NL	Combination	Min	21.383
-12	SX311	SLU ENV NL	Combination	Min	22.831
-12	DX288	SLU ENV NL	Combination	Max	10.791
-12	DX298	SLU ENV NL	Combination	Max	10.791
-13	SX288	SLU ENV NL	Combination	Min	27.991
-13	SX298	SLU ENV NL	Combination	Min	28.888
-13	DX275	SLU ENV NL	Combination	Max	18.152
-13	DX285	SLU ENV NL	Combination	Max	18.153
-14	SX275	SLU ENV NL	Combination	Min	38.263
-14	SX285	SLU ENV NL	Combination	Min	39.907
-15	DX262	SLU ENV NL	Combination	Max	38.112
-15	DX272	SLU ENV NL	Combination	Max	38.111
-15	SX262	SLU ENV NL	Combination	Min	60.898
-15	SX272	SLU ENV NL	Combination	Min	62.552
-16	DX249	SLU ENV NL	Combination	Max	43.406
-16	DX259	SLU ENV NL	Combination	Max	43.407
-17	SX249	SLU ENV NL	Combination	Min	68.739
-17	SX259	SLU ENV NL	Combination	Min	69.513
-18	DX145	SLU ENV NL	Combination	Max	55.085
-18	DX155	SLU ENV NL	Combination	Max	55.084
-18	SX145	SLU ENV NL	Combination	Min	85.195
-18	SX155	SLU ENV NL	Combination	Min	84.709
-19	DX132	SLU ENV NL	Combination	Max	56.696
-19	DX142	SLU ENV NL	Combination	Max	56.696
-19	SX132	SLU ENV NL	Combination	Min	87.836
				<b>MAX</b>	<b>87.84</b>

L=21 m; (spessore 20)

TABLE: Joint Reactions					
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	0
-20	SX142	SLU ENV NL	Combination	Min	86.932
-20	DX119	SLU ENV NL	Combination	Max	68.557
-21	DX129	SLU ENV NL	Combination	Max	68.556
-21	SX119	SLU ENV NL	Combination	Min	106.222
-22	SX129	SLU ENV NL	Combination	Min	103.801
-22	DX106	SLU ENV NL	Combination	Max	66.221
-23	DX116	SLU ENV NL	Combination	Max	66.222
-23	SX106	SLU ENV NL	Combination	Min	101.429
-24	SX116	SLU ENV NL	Combination	Min	99.163
-24	DX93	SLU ENV NL	Combination	Max	81.479
-25	SX93	SLU ENV NL	Combination	Min	81.479
-25	DX103	SLU ENV NL	Combination	Max	129.631
-25	SX103	SLU ENV NL	Combination	Min	124.807
-26	DX80	SLU ENV NL	Combination	Max	71.268
-26	DX90	SLU ENV NL	Combination	Max	71.268
-26	SX80	SLU ENV NL	Combination	Min	112.825
-27	SX90	SLU ENV NL	Combination	Min	109.094
-27	DX67	SLU ENV NL	Combination	Max	64.12
-27	DX77	SLU ENV NL	Combination	Max	64.12
-28	SX67	SLU ENV NL	Combination	Min	64.748
-28	SX77	SLU ENV NL	Combination	Min	65.226
-28	DX54	SLU ENV NL	Combination	Max	89.518
-29.5	DX64	SLU ENV NL	Combination	Max	89.518
-29.5	SX54	SLU ENV NL	Combination	Min	95.067
-29.5	SX64	SLU ENV NL	Combination	Min	95.05
				<b>MAX</b>	<b>129.63</b>

L=10.5 m; (spessore 24)

**Reazioni dovute alle pressioni**



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

**REAZIONE DI CONTATTO TRA GARGAME E DIAFRAMMA – SEZ. 6**

TABLE: Joint Reactions					
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	kN
2	DX405	SLU_ENV_NL	Combination	Max	7.949
2	DX415	SLU_ENV_NL	Combination	Max	7.949
1	SX406	SLU_ENV_NL	Combination	Min	4.702
1	SX416	SLU_ENV_NL	Combination	Min	5.802
0	DX392	SLU_ENV_NL	Combination	Max	15.666
0	DX402	SLU_ENV_NL	Combination	Max	15.666
-1	SX393	SLU_ENV_NL	Combination	Min	8.993
-1	SX403	SLU_ENV_NL	Combination	Min	11.212
-2	DX379	SLU_ENV_NL	Combination	Max	16.021
-2	DX389	SLU_ENV_NL	Combination	Max	16.021
-2	SX379	SLU_ENV_NL	Combination	Min	10.495
-3	SX389	SLU_ENV_NL	Combination	Min	12.628
-3	DX366	SLU_ENV_NL	Combination	Max	18.814
-4	DX376	SLU_ENV_NL	Combination	Max	18.814
-4	SX366	SLU_ENV_NL	Combination	Min	9.86
-5	SX376	SLU_ENV_NL	Combination	Min	12.014
-5	DX353	SLU_ENV_NL	Combination	Max	24.898
-6	DX363	SLU_ENV_NL	Combination	Max	24.898
-6	SX353	SLU_ENV_NL	Combination	Min	12.093
-7	SX363	SLU_ENV_NL	Combination	Min	14.175
-7	DX340	SLU_ENV_NL	Combination	Max	18.801
-8	DX350	SLU_ENV_NL	Combination	Max	18.801
-8	SX340	SLU_ENV_NL	Combination	Min	11.634
-9	SX350	SLU_ENV_NL	Combination	Min	13.698
-9	DX327	SLU_ENV_NL	Combination	Max	16.563
-9	DX337	SLU_ENV_NL	Combination	Max	16.564
-9	SX327	SLU_ENV_NL	Combination	Min	16.977
-10	SX337	SLU_ENV_NL	Combination	Min	18.757
-10	DX314	SLU_ENV_NL	Combination	Max	15.552
-10	DX324	SLU_ENV_NL	Combination	Max	15.551
-10	SX324	SLU_ENV_NL	Combination	Min	18.375
-11	DX301	SLU_ENV_NL	Combination	Max	19.935
-11	DX311	SLU_ENV_NL	Combination	Max	17.493
-11	SX301	SLU_ENV_NL	Combination	Min	17.493
-11	SX311	SLU_ENV_NL	Combination	Min	26.132
-12	DX288	SLU_ENV_NL	Combination	Max	27.247
-12	DX298	SLU_ENV_NL	Combination	Max	15.937
-12	SX288	SLU_ENV_NL	Combination	Min	15.937
-12	SX298	SLU_ENV_NL	Combination	Min	26.868
-13	DX275	SLU_ENV_NL	Combination	Max	27.67
-13	DX285	SLU_ENV_NL	Combination	Max	30.301
-13	SX275	SLU_ENV_NL	Combination	Min	30.302
-13	SX285	SLU_ENV_NL	Combination	Min	45.06
-14	DX262	SLU_ENV_NL	Combination	Max	46.229
-14	DX272	SLU_ENV_NL	Combination	Max	44.465
-14	SX262	SLU_ENV_NL	Combination	Min	44.464
-14	SX272	SLU_ENV_NL	Combination	Min	56.114
-15	DX249	SLU_ENV_NL	Combination	Max	57.665
-15	DX259	SLU_ENV_NL	Combination	Max	60.8
-15	SX249	SLU_ENV_NL	Combination	Min	60.801
-15	SX259	SLU_ENV_NL	Combination	Min	78.669
-16	DX236	SLU_ENV_NL	Combination	Max	78.671
-16	DX246	SLU_ENV_NL	Combination	Max	64.879
-17	SX236	SLU_ENV_NL	Combination	Min	64.879
-17	SX246	SLU_ENV_NL	Combination	Min	80.552
-12	DX223	SLU_ENV_NL	Combination	Max	79.958
-12	DX233	SLU_ENV_NL	Combination	Max	76.824
-12	SX223	SLU_ENV_NL	Combination	Min	76.825
-12	SX233	SLU_ENV_NL	Combination	Min	104.275
-13	DX210	SLU_ENV_NL	Combination	Max	101.861
-13	DX220	SLU_ENV_NL	Combination	Max	75.82
-13	SX210	SLU_ENV_NL	Combination	Min	75.82
-13	SX220	SLU_ENV_NL	Combination	Min	99.147
-14	DX197	SLU_ENV_NL	Combination	Max	96.701
-14	DX207	SLU_ENV_NL	Combination	Max	90.623
-14	SX197	SLU_ENV_NL	Combination	Min	90.623
-14	SX207	SLU_ENV_NL	Combination	Min	129.768
-15	DX184	SLU_ENV_NL	Combination	Max	124.734
-15	DX194	SLU_ENV_NL	Combination	Max	84.23
-15	SX184	SLU_ENV_NL	Combination	Min	84.23
-15	SX194	SLU_ENV_NL	Combination	Min	112.04
-16	DX171	SLU_ENV_NL	Combination	Max	107.964
-16	DX181	SLU_ENV_NL	Combination	Max	99.427
-16	SX171	SLU_ENV_NL	Combination	Min	99.427
-16	SX181	SLU_ENV_NL	Combination	Min	93.896
-17	DX158	SLU_ENV_NL	Combination	Max	93.447
-17	DX168	SLU_ENV_NL	Combination	Max	123.209
-17	SX158	SLU_ENV_NL	Combination	Min	123.21
-17	SX168	SLU_ENV_NL	Combination	Min	129.202
				<b>MAX</b>	<b>129.77</b>

L=19 m; (spessore 20)

TABLE: Joint Reactions					
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	kN
-18	DX145	SLU_ENV_NL	Combination	Max	127.596
-18	DX155	SLU_ENV_NL	Combination	Max	137.137
-19	SX145	SLU_ENV_NL	Combination	Min	137.137
-19	SX155	SLU_ENV_NL	Combination	Min	145.92
-20	DX132	SLU_ENV_NL	Combination	Max	143.14
-20	DX142	SLU_ENV_NL	Combination	Max	139.926
-21	SX132	SLU_ENV_NL	Combination	Min	139.927
-21	SX142	SLU_ENV_NL	Combination	Min	151.857
-22	DX119	SLU_ENV_NL	Combination	Max	148.898
-22	DX129	SLU_ENV_NL	Combination	Max	148.882
-23	SX119	SLU_ENV_NL	Combination	Min	148.882
-23	SX129	SLU_ENV_NL	Combination	Min	158.685
-24	DX106	SLU_ENV_NL	Combination	Max	155.536
-24	DX116	SLU_ENV_NL	Combination	Max	152.637
-25	SX106	SLU_ENV_NL	Combination	Min	152.638
-25	SX116	SLU_ENV_NL	Combination	Min	160.537
-26	DX93	SLU_ENV_NL	Combination	Max	157.52
-26	SX93	SLU_ENV_NL	Combination	Min	160.954
-27	DX103	SLU_ENV_NL	Combination	Max	162.745
-27	SX103	SLU_ENV_NL	Combination	Min	160.954
-28	DX80	SLU_ENV_NL	Combination	Max	159.907
-28	DX90	SLU_ENV_NL	Combination	Max	180.748
				<b>MAX</b>	<b>180.75</b>

L=11 m; (spessore 24)

**Reazioni dovute alle pressioni**



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



**REAZIONE DI CONTATTO TRA GARGAME E DIAFRAMMA – SEZ. 7**

TABLE: Joint Reactions						
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	KN	
2	DX405	SLU ENV NL	Combination	Max	78.55	
2	DX415	SLU ENV NL	Combination	Max	85.23	
1	SX406	SLU ENV NL	Combination	Min	36.01	
1	SX416	SLU ENV NL	Combination	Min	4.03	
0	DX392	SLU ENV NL	Combination	Max	78.55	
0	DX402	SLU ENV NL	Combination	Max	106.14	
-1	SX393	SLU ENV NL	Combination	Min	32.90	
-1	SX403	SLU ENV NL	Combination	Min	3.81	
-1	DX379	SLU ENV NL	Combination	Max	86.72	
-1	DX389	SLU ENV NL	Combination	Max	106.14	
-2	SX379	SLU ENV NL	Combination	Min	33.03	
-2	SX389	SLU ENV NL	Combination	Min	3.81	
-2	DX366	SLU ENV NL	Combination	Max	86.72	
-2	DX376	SLU ENV NL	Combination	Max	117.19	
-3	SX366	SLU ENV NL	Combination	Min	39.40	
-3	SX376	SLU ENV NL	Combination	Min	4.98	
-3	DX353	SLU ENV NL	Combination	Max	90.00	
-3	DX363	SLU ENV NL	Combination	Max	117.19	
-4	SX353	SLU ENV NL	Combination	Min	39.49	
-4	SX363	SLU ENV NL	Combination	Min	4.98	
-4	DX340	SLU ENV NL	Combination	Max	90.00	
-4	DX350	SLU ENV NL	Combination	Max	121.62	
-5	SX340	SLU ENV NL	Combination	Min	41.22	
-5	SX350	SLU ENV NL	Combination	Min	9.08	
-5	DX327	SLU ENV NL	Combination	Max	95.17	
-5	DX337	SLU ENV NL	Combination	Max	121.62	
-6	SX327	SLU ENV NL	Combination	Min	41.42	
-6	SX337	SLU ENV NL	Combination	Min	9.08	
-6	DX314	SLU ENV NL	Combination	Max	95.17	
-7	DX324	SLU ENV NL	Combination	Max	128.60	
-7	SX314	SLU ENV NL	Combination	Min	54.15	
-8	SX324	SLU ENV NL	Combination	Min	18.02	
-8	DX301	SLU ENV NL	Combination	Max	89.13	
-9	DX311	SLU ENV NL	Combination	Max	128.60	
-9	SX301	SLU ENV NL	Combination	Min	54.35	
-10	SX311	SLU ENV NL	Combination	Min	18.02	
-10	DX288	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-11	DX298	SLU ENV NL	Combination	Max	120.45	
-11	SX288	SLU ENV NL	Combination	Min	38.60	
-11	SX298	SLU ENV NL	Combination	Min	24.03	
-11	DX275	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-12	DX285	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-12	SX275	SLU ENV NL	Combination	Min	38.87	
-12	SX285	SLU ENV NL	Combination	Min	24.03	
-12	DX262	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-13	DX272	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-13	SX262	SLU ENV NL	Combination	Min	50.14	
-13	SX272	SLU ENV NL	Combination	Min	31.99	
-13	DX249	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-14	DX259	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-14	SX249	SLU ENV NL	Combination	Min	50.33	
-14	SX259	SLU ENV NL	Combination	Min	31.99	
-14	DX236	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-15	DX246	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-15	SX236	SLU ENV NL	Combination	Min	48.01	
-15	SX246	SLU ENV NL	Combination	Min	35.53	
-15	DX223	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-16	DX233	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-16	SX223	SLU ENV NL	Combination	Min	48.01	
-17	SX233	SLU ENV NL	Combination	Min	35.53	
-17	DX210	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-18	DX220	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-18	SX210	SLU ENV NL	Combination	Min	59.24	
-19	SX220	SLU ENV NL	Combination	Min	42.94	
-19	DX197	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
					<b>MAX</b>	<b>128.60</b>

L=21 m; (spessore 20)

TABLE: Joint Reactions						
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	KN	
-20	DX207	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-20	SX197	SLU ENV NL	Combination	Min	59.41	
-21	SX207	SLU ENV NL	Combination	Min	42.94	
-21	DX184	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-22	DX194	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-22	SX194	SLU ENV NL	Combination	Min	59.08	
-23	SX194	SLU ENV NL	Combination	Min	43.72	
-23	DX171	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-24	DX181	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-24	SX171	SLU ENV NL	Combination	Min	59.08	
-25	SX181	SLU ENV NL	Combination	Min	43.72	
-25	DX158	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-25	DX168	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-26	SX168	SLU ENV NL	Combination	Min	80.18	
-26	DX145	SLU ENV NL	Combination	Max	51.67	
-26	DX155	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-27	SX145	SLU ENV NL	Combination	Min	0.00	
-27	SX155	SLU ENV NL	Combination	Min	80.31	
-28	DX132	SLU ENV NL	Combination	Max	51.67	
-28	DX142	SLU ENV NL	Combination	Max	0.00	
-29	SX132	SLU ENV NL	Combination	Min	0.00	
-29	SX142	SLU ENV NL	Combination	Min	67.67	
-29	DX119	SLU ENV NL	Combination	Max	50.08	
					<b>MAX</b>	<b>80.31</b>

L=10 m; (spessore 24)

**Reazioni dovute alle pressioni**



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

**REAZIONE DI CONTATTO TRA GARGAME E DIAFRAMMA – SEZ. 8**

TABLE: Joint Reactions						
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	Text	KN
2	DX405	SLU ENV NL	Combination	Max		1.008
2	DX415	SLU ENV NL	Combination	Max		0.263
2	SX406	SLU ENV NL	Combination	Min		0
2	SX416	SLU ENV NL	Combination	Min		0
1	DX392	SLU ENV NL	Combination	Max		0.859
1	DX402	SLU ENV NL	Combination	Max		0
1	SX393	SLU ENV NL	Combination	Min		0
1	SX403	SLU ENV NL	Combination	Min		-120.089
0	DX379	SLU ENV NL	Combination	Max		0
0	DX389	SLU ENV NL	Combination	Max		0
0	SX379	SLU ENV NL	Combination	Min		-110.792
0	SX389	SLU ENV NL	Combination	Min		-109.995
-1	DX366	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-1	DX376	SLU ENV NL	Combination	Max		5.54
-1	SX366	SLU ENV NL	Combination	Min		-149.055
-1	SX376	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-2	DX353	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-2	DX363	SLU ENV NL	Combination	Max		5.406
-2	SX353	SLU ENV NL	Combination	Min		-167.591
-2	SX363	SLU ENV NL	Combination	Min		-164.312
-3	DX340	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-3	DX350	SLU ENV NL	Combination	Max		12.791
-3	SX340	SLU ENV NL	Combination	Min		-169.655
-3	SX350	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-4	DX327	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-4	DX337	SLU ENV NL	Combination	Max		27.243
-4	SX327	SLU ENV NL	Combination	Min		-179.62
-4	SX337	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-5	DX314	SLU ENV NL	Combination	Max		24.37
-5	DX324	SLU ENV NL	Combination	Max		-183.613
-5	SX324	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-6	DX301	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-6	DX311	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-6	SX301	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-6	SX311	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-7	DX288	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-7	DX298	SLU ENV NL	Combination	Max		30.453
-7	SX288	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-7	SX298	SLU ENV NL	Combination	Min		-186.528
-8	DX275	SLU ENV NL	Combination	Max		39.473
-8	DX285	SLU ENV NL	Combination	Max		30.364
-8	SX275	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-8	SX285	SLU ENV NL	Combination	Min		-191.73
-9	DX262	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-9	DX272	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-9	SX262	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-9	SX272	SLU ENV NL	Combination	Min		118.252
-10	DX249	SLU ENV NL	Combination	Max		53.204
-10	DX259	SLU ENV NL	Combination	Max		53.259
-10	SX249	SLU ENV NL	Combination	Min		112.117
-10	SX259	SLU ENV NL	Combination	Min		118.23
-11	DX236	SLU ENV NL	Combination	Max		48.973
-11	DX246	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-11	SX236	SLU ENV NL	Combination	Min		110.364
-11	SX246	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-12	DX223	SLU ENV NL	Combination	Max		43.616
-12	DX233	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-12	SX223	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-12	SX233	SLU ENV NL	Combination	Min		110.344
-13	DX210	SLU ENV NL	Combination	Max		60.623
-13	DX220	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-13	SX210	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-13	SX220	SLU ENV NL	Combination	Min		106.732
-14	DX197	SLU ENV NL	Combination	Max		60.564
-14	DX207	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-14	SX197	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-14	SX207	SLU ENV NL	Combination	Min		106.726
-15	DX184	SLU ENV NL	Combination	Max		24.367
-15	DX194	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-15	SX184	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-15	SX194	SLU ENV NL	Combination	Min		0.53
-16	DX171	SLU ENV NL	Combination	Max		72.584
-16	DX181	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-16	SX171	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-16	SX181	SLU ENV NL	Combination	Min		1.189
					<b>MAX</b>	<b>118.25</b>

L=18 m; (spessore 20)

TABLE: Joint Reactions						
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F2	
m.s.l.m.	Text	Text	Text	Text	Text	KN
-17	DX158	SLU ENV NL	Combination	Max		78.304
-17	DX168	SLU ENV NL	Combination	Max		0
-17	SX158	SLU ENV NL	Combination	Min		0
-17	SX168	SLU ENV NL	Combination	Min		0.975
-18	DX145	SLU ENV NL	Combination	Max		7.673
-18	DX155	SLU ENV NL	Combination	Max		7.674
-18	SX145	SLU ENV NL	Combination	Min		4.991
-18	SX155	SLU ENV NL	Combination	Min		6.105
-19	DX132	SLU ENV NL	Combination	Max		15.119
-19	DX142	SLU ENV NL	Combination	Max		15.119
-20	SX132	SLU ENV NL	Combination	Min		9.576
-20	SX142	SLU ENV NL	Combination	Min		11.824
-20	DX119	SLU ENV NL	Combination	Max		15.458
-20	DX129	SLU ENV NL	Combination	Max		15.458
-21	SX119	SLU ENV NL	Combination	Min		11.086
-21	SX129	SLU ENV NL	Combination	Min		13.248
-21	DX106	SLU ENV NL	Combination	Max		18.262
-21	DX116	SLU ENV NL	Combination	Max		18.262
-22	SX106	SLU ENV NL	Combination	Min		10.452
-22	SX116	SLU ENV NL	Combination	Min		12.633
-22	DX93	SLU ENV NL	Combination	Max		24.264
-22	SX93	SLU ENV NL	Combination	Min		24.264
-23	DX103	SLU ENV NL	Combination	Max		12.685
-23	SX103	SLU ENV NL	Combination	Min		14.797
-23	DX80	SLU ENV NL	Combination	Max		18.13
-23	DX90	SLU ENV NL	Combination	Max		18.13
-24	SX80	SLU ENV NL	Combination	Min		12.157
-24	SX90	SLU ENV NL	Combination	Min		14.256
-24	DX67	SLU ENV NL	Combination	Max		15.812
-24	DX77	SLU ENV NL	Combination	Max		15.812
-25	SX67	SLU ENV NL	Combination	Min		17.528
-25	SX77	SLU ENV NL	Combination	Min		19.343
-25	DX54	SLU ENV NL	Combination	Max		14.874
-25	DX64	SLU ENV NL	Combination	Max		14.874
-26	SX54	SLU ENV NL	Combination	Min		18.937
-26	SX64	SLU ENV NL	Combination	Min		20.53
-26	DX41	SLU ENV NL	Combination	Max		16.743
-26	DX51	SLU ENV NL	Combination	Max		16.744
-27.5	SX41	SLU ENV NL	Combination	Min		26.759
-27.5	SX51	SLU ENV NL	Combination	Min		27.906
-27.5	DX28	SLU ENV NL	Combination	Max		15.278
-27.5	DX38	SLU ENV NL	Combination	Max		15.278
					<b>MAX</b>	<b>78.30</b>

L=11,5 m; (spessore 24)

**Reazioni dovute alle pressioni**



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B



TABLE: Joint Reactions				
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	F2
m	Text	Text	Text	KN
2	DX405	CEDIMENTI	LinStatic	12.416
2	DX415	CEDIMENTI	LinStatic	-12.124
2	SX406	CEDIMENTI	LinStatic	12.54
2	SX416	CEDIMENTI	LinStatic	-12.326
1	DX392	CEDIMENTI	LinStatic	18.257
1	DX402	CEDIMENTI	LinStatic	-19.156
1	SX393	CEDIMENTI	LinStatic	18.273
1	SX403	CEDIMENTI	LinStatic	-18.331
0	DX379	CEDIMENTI	LinStatic	14.682
0	DX389	CEDIMENTI	LinStatic	-11.931
0	SX379	CEDIMENTI	LinStatic	13.527
0	SX389	CEDIMENTI	LinStatic	-13.546
-1	DX366	CEDIMENTI	LinStatic	9.842
-1	DX376	CEDIMENTI	LinStatic	-12.421
-1	SX366	CEDIMENTI	LinStatic	9.363
-1	SX376	CEDIMENTI	LinStatic	-9.899
-2	DX353	CEDIMENTI	LinStatic	10.155
-2	DX363	CEDIMENTI	LinStatic	-6.3
-2	SX353	CEDIMENTI	LinStatic	9.077
-2	SX363	CEDIMENTI	LinStatic	-9.656
-3	DX340	CEDIMENTI	LinStatic	9.175
-3	DX350	CEDIMENTI	LinStatic	-13.28
-3	SX340	CEDIMENTI	LinStatic	8.575
-3	SX350	CEDIMENTI	LinStatic	-8.927
-4	DX327	CEDIMENTI	LinStatic	11.247
-4	DX337	CEDIMENTI	LinStatic	-5.371
-4	SX327	CEDIMENTI	LinStatic	10.384
-4	SX337	CEDIMENTI	LinStatic	-10.629
-5	DX314	CEDIMENTI	LinStatic	7.607
-5	DX324	CEDIMENTI	LinStatic	-13.698
-5	SX314	CEDIMENTI	LinStatic	6.799
-5	SX324	CEDIMENTI	LinStatic	-7.275
-6	DX301	CEDIMENTI	LinStatic	15.162
-6	DX311	CEDIMENTI	LinStatic	-6.62
-6	SX301	CEDIMENTI	LinStatic	13.88
-6	SX311	CEDIMENTI	LinStatic	-14.321
-7	DX288	CEDIMENTI	LinStatic	18.767
-7	DX298	CEDIMENTI	LinStatic	-28.125
-7	SX288	CEDIMENTI	LinStatic	17.42
-7	SX298	CEDIMENTI	LinStatic	-17.988
-8	DX275	CEDIMENTI	LinStatic	9.558
-8	DX285	CEDIMENTI	LinStatic	3.659
-8	SX275	CEDIMENTI	LinStatic	7.101
-8	SX285	CEDIMENTI	LinStatic	-8.935
-9	DX262	CEDIMENTI	LinStatic	12.668
-9	DX272	CEDIMENTI	LinStatic	-29.192
-9	SX262	CEDIMENTI	LinStatic	10.809
-9	SX272	CEDIMENTI	LinStatic	-12.922
-10	DX249	CEDIMENTI	LinStatic	13.458
-10	DX259	CEDIMENTI	LinStatic	6.08
-10	SX249	CEDIMENTI	LinStatic	11.523
-10	SX259	CEDIMENTI	LinStatic	-13.552
-11	DX236	CEDIMENTI	LinStatic	19.142
-11	DX246	CEDIMENTI	LinStatic	-47.562
-11	SX236	CEDIMENTI	LinStatic	17.988
-11	SX246	CEDIMENTI	LinStatic	-22.393
-12	DX223	CEDIMENTI	LinStatic	14.374
-12	DX233	CEDIMENTI	LinStatic	12.565
-12	SX223	CEDIMENTI	LinStatic	12.629
-12	SX233	CEDIMENTI	LinStatic	-18.053
-13	DX210	CEDIMENTI	LinStatic	19.792
-13	DX220	CEDIMENTI	LinStatic	-63.817
-13	SX210	CEDIMENTI	LinStatic	18.58
-13	SX220	CEDIMENTI	LinStatic	-26.382
-14	DX197	CEDIMENTI	LinStatic	30.665
-14	DX207	CEDIMENTI	LinStatic	77.012
-14	SX197	CEDIMENTI	LinStatic	28.062
-14	SX207	CEDIMENTI	LinStatic	-11.843

L = 16 m; spessore 20 mm

MAX	MIN
77.012	-63.817

TABLE: Joint Reactions				
Quota	Joint	OutputCase	CaseType	F2
m	Text	Text	Text	KN
-15	DX184	CEDIMENTI	LinStatic	21.165
-15	DX194	CEDIMENTI	LinStatic	-67.306
-15	SX184	CEDIMENTI	LinStatic	16.42
-15	SX194	CEDIMENTI	LinStatic	-27.947
-16	DX171	CEDIMENTI	LinStatic	15.126
-16	DX181	CEDIMENTI	LinStatic	9.183
-16	SX171	CEDIMENTI	LinStatic	9.861
-16	SX181	CEDIMENTI	LinStatic	-17.93
-17	DX158	CEDIMENTI	LinStatic	13.536
-17	DX168	CEDIMENTI	LinStatic	-40.933
-17	SX158	CEDIMENTI	LinStatic	7.791
-17	SX168	CEDIMENTI	LinStatic	-14.823
-18	DX145	CEDIMENTI	LinStatic	-4.338
-18	DX155	CEDIMENTI	LinStatic	24.468
-18	SX145	CEDIMENTI	LinStatic	-11.94
-18	SX155	CEDIMENTI	LinStatic	6.955
-19	DX132	CEDIMENTI	LinStatic	-1.905
-19	DX142	CEDIMENTI	LinStatic	-10.784
-19	SX132	CEDIMENTI	LinStatic	-9.982
-19	SX142	CEDIMENTI	LinStatic	4.992
-20	DX119	CEDIMENTI	LinStatic	-5.122
-20	DX129	CEDIMENTI	LinStatic	19.736
-20	SX119	CEDIMENTI	LinStatic	-12.762
-20	SX129	CEDIMENTI	LinStatic	8.963
-21	DX106	CEDIMENTI	LinStatic	-2.367
-21	DX116	CEDIMENTI	LinStatic	-1.555
-21	SX106	CEDIMENTI	LinStatic	-11.033
-21	SX116	CEDIMENTI	LinStatic	7.298
-22	DX93	CEDIMENTI	LinStatic	-16.769
-22	SX93	CEDIMENTI	LinStatic	-25.571
-22	DX103	CEDIMENTI	LinStatic	26.653
-22	SX103	CEDIMENTI	LinStatic	21.176
-23	DX80	CEDIMENTI	LinStatic	-14.579
-23	DX90	CEDIMENTI	LinStatic	16.235
-23	SX80	CEDIMENTI	LinStatic	-24.11
-23	SX90	CEDIMENTI	LinStatic	20.213
-24	DX67	CEDIMENTI	LinStatic	-17.487
-24	DX77	CEDIMENTI	LinStatic	24.773
-24	SX67	CEDIMENTI	LinStatic	-27.41
-24	SX77	CEDIMENTI	LinStatic	25.427
-25	DX54	CEDIMENTI	LinStatic	-44.046
-25	DX64	CEDIMENTI	LinStatic	54.075
-25	SX54	CEDIMENTI	LinStatic	-56.293
-25	SX64	CEDIMENTI	LinStatic	53.663
-26	DX41	CEDIMENTI	LinStatic	-69.756
-26	DX51	CEDIMENTI	LinStatic	82.906
-26	SX41	CEDIMENTI	LinStatic	-85.814
-26	SX51	CEDIMENTI	LinStatic	83.212
-27	DX28	CEDIMENTI	LinStatic	-53.211
-27	DX38	CEDIMENTI	LinStatic	49.4
-27	SX28	CEDIMENTI	LinStatic	-63.017
-27	SX38	CEDIMENTI	LinStatic	49.323

L = 13 m; spessore 24 mm

MAX	MIN
83.212	-85.814

Reazioni dovute alle distorsioni



**Autorità Portuale di Taranto**  
Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

Come si evince dalle tabelle sopra riportate il valore massimo della forza viaggiante (ottenuta come somma tra la reazione, a metro lineare di diaframma, dovuta alle pressioni e la reazione, a metro lineare di diaframma, dovuta alle distorsioni) lungo la lamiera orizzontale del gargame sarà:

$F1 = 130+65=195 \text{ kN/m}$  per spessore della lamiera pari a 20 mm;

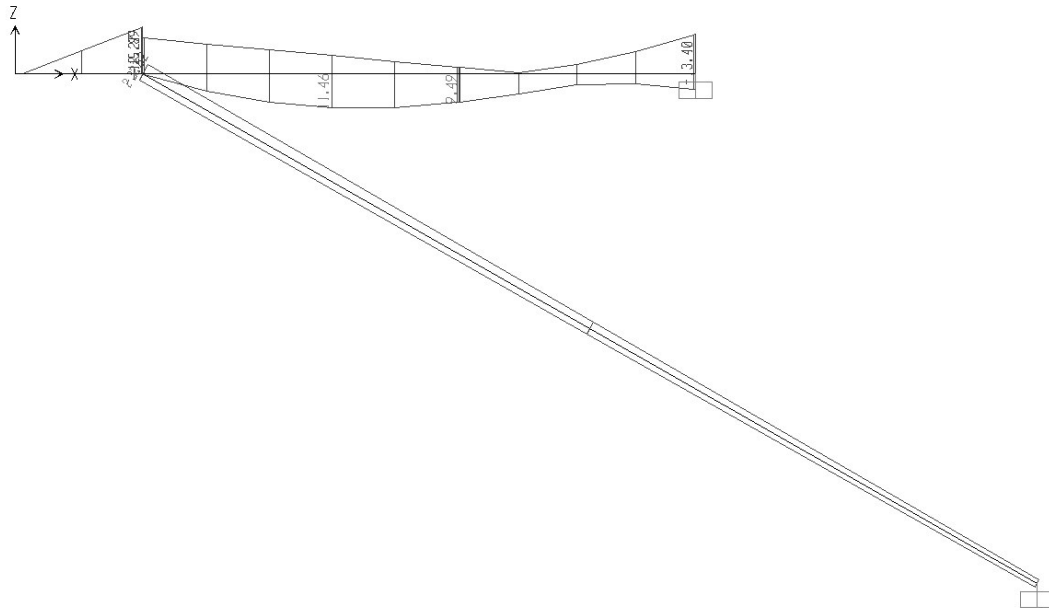
$F2 = 181+86=267 \text{ kN/m}$  per spessore della lamiera pari a 24 mm;

L'elemento orizzontale rappresenta il tirante tenso-inflesso, soggetto a trazione e flessione.

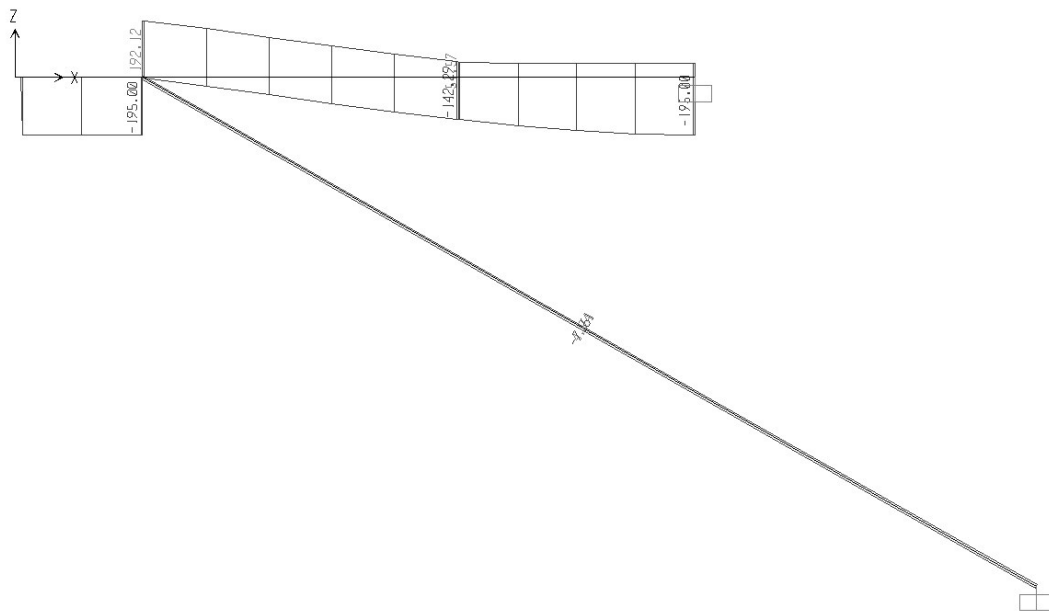
L'elemento obliquo (di spessore pari a 16 mm) rappresenta nel modello il puntone soggetto prevalentemente a sforzo normale.

### 10.3 SOLLECITAZIONI

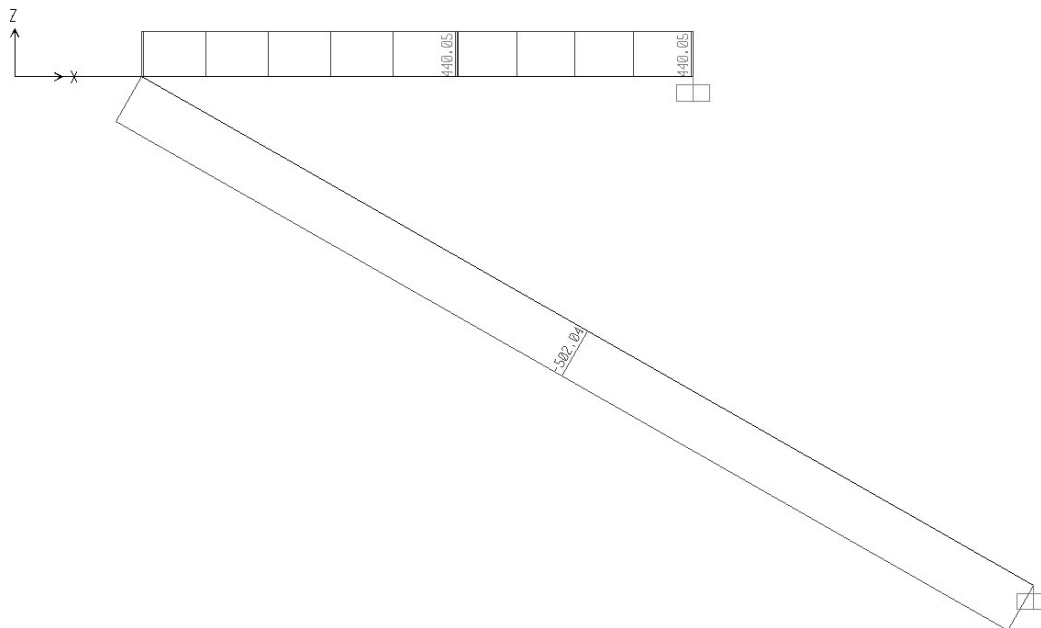
#### **DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE ESTERNA – MODELLO 1 CON SPESSORE LAMIERA ORIZZONTALE PARI A 20 mm**



*Momento flettente*

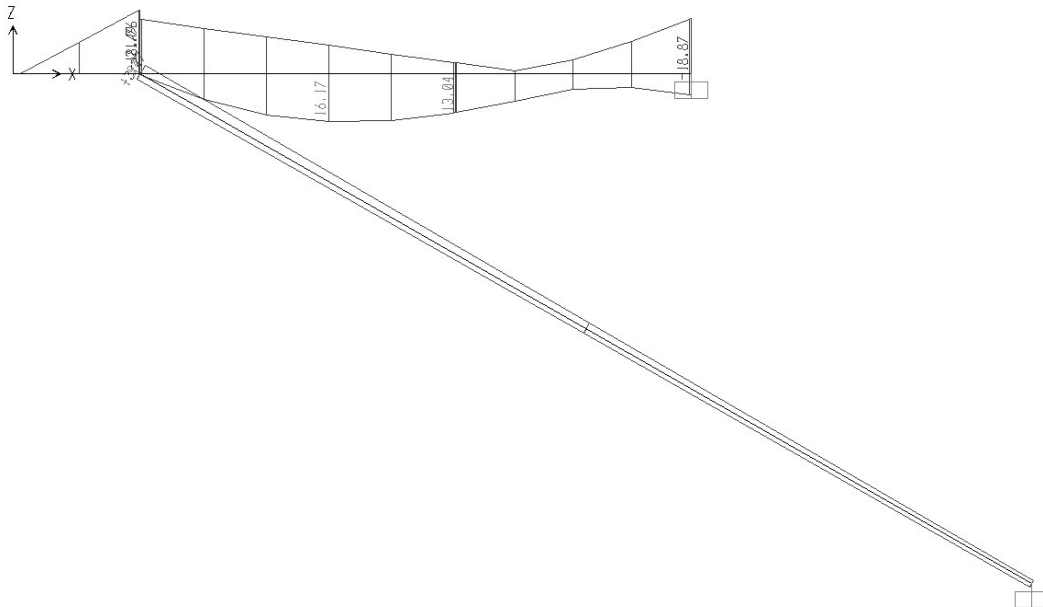


Taglio

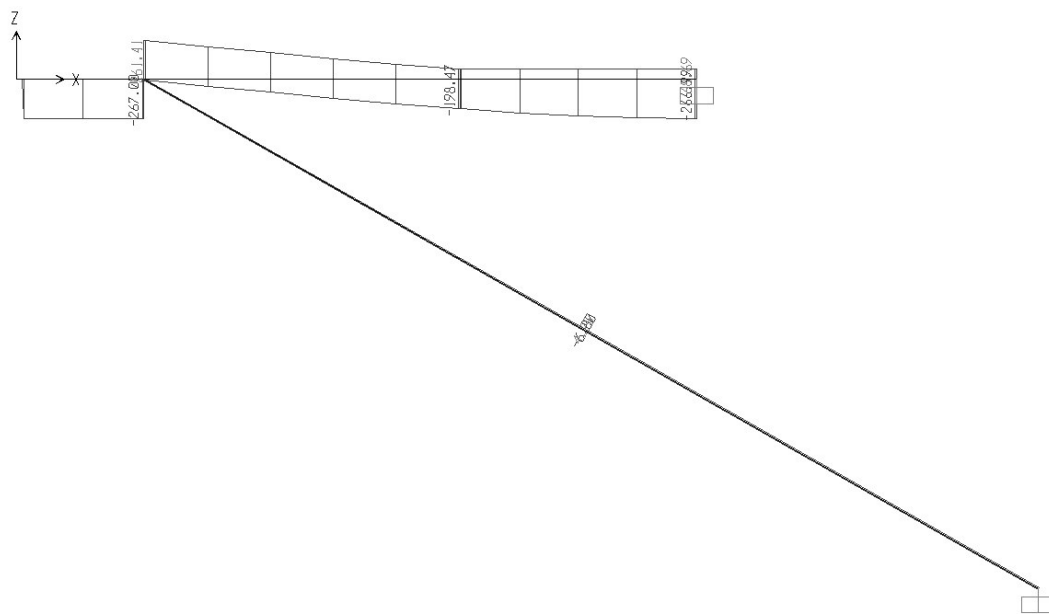


Sforzo normale

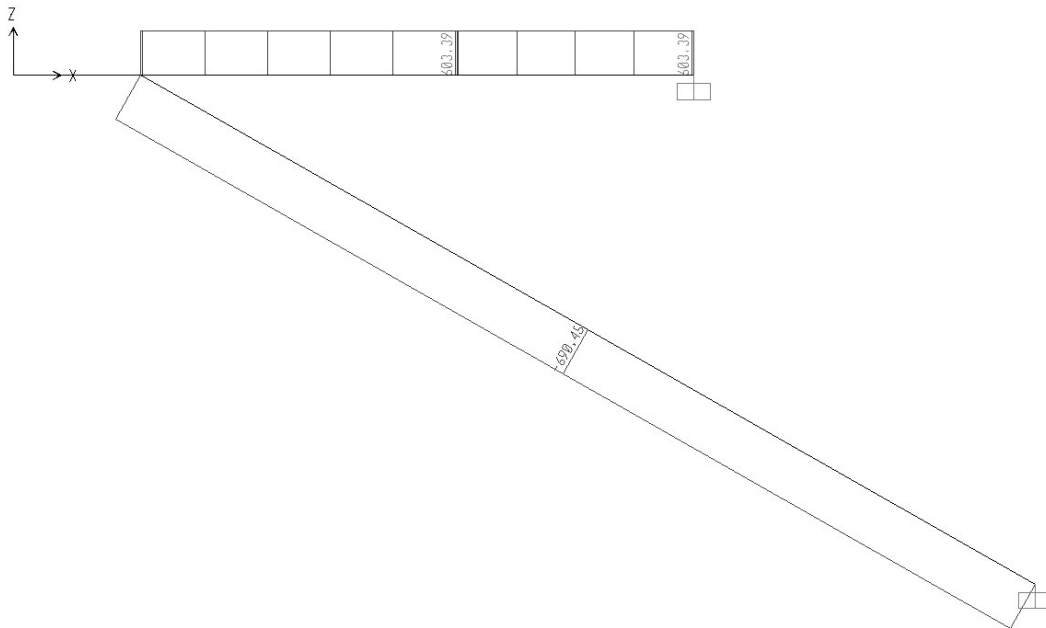
**DIAGRAMMA DI SOLLECITAZIONE ESTERNA – MODELLO 2 CON SPESSORE LAMIERA ORIZZONTALE PARI A 24 mm**



*Momento flettente*



*Taglio*



*Sforzo normale*





### Elemento obliquo

M <sub>max</sub> = 2.26 kNm/m	-momento flettente massimo
M <sub>min</sub> = -3.62 kNm/m	-momento flettente minimo
T = 7.61 kN/m	-taglio
N = -502.04 kN/m	-sforzo normale (compressione)
A = 1.00*0.016=0.016 m <sup>2</sup>	-area sezione
J=3.4 *10 <sup>-7</sup> m <sup>4</sup>	-momento di inerzia
W <sub>el</sub> =0.00004266 m <sup>3</sup>	-modulo di resistenza elastico

### **Verifica a presso-flessione**

Per gli elementi strutturali soggetti a compressione e flessione il DM 14/01/2008 rimanda a normative di comprovata validità.

Per la verifica è stata seguita la norma del CNR 10011 par. 7.4

$$\sigma_{\max} = \omega \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W_{el} \left(1 - \nu \frac{N}{N_{cr}}\right)} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

In cui:

$$\omega = 2.00 \text{ (tab. 7-IVa; CNR 10011)} \quad \text{è funzione di } \lambda = l_0/i = l_0/\sqrt{\frac{J}{A}} = 95.5 \quad \text{(con } l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 63 = 44 \text{ cm)}$$

$$\psi = 1$$

$$\nu = 1$$

$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 221 \cdot 0.016 \cdot 1000000 = 3533000 \text{ N} = 3533 \text{ kN} \quad \text{(con } \sigma_{cr} \text{ funzione di } \lambda)$$

$$M_{eq} = 0.6 M_{\max} - 0.4 M_{\min} = 1.27 \text{ kNm/m}$$

Pertanto avremo:

$$\sigma_{\max} = 2.00 \cdot \frac{502.04}{0.016} + \frac{1.27}{1 \cdot 0.00004266 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{502.04}{3533.0}\right)} = 97456.3 \text{ kN/m}^2 = 97.46 \text{ MPa} < 338.1 \text{ MPa}$$

### **VERIFICHE – MODELLO 2**



#### **Autorità Portuale di Taranto**

Interventi per il dragaggio di 2,3 M m<sup>3</sup> di sedimenti in area Molo Polisettoriale e per la realizzazione di un primo lotto della cassa di colmata funzionale all'ampliamento del V Sporgente del Porto di Taranto

Relazione di calcolo allineamento "BC"

Data 05/2016  
Rev. B  
c.d.c.: C296A  
513B

### Elemento orizzontale

$M = -21.76 \text{ kNm/m}$  -momento flettente  
 $T = 267.0 \text{ kN/m}$  -taglio  
 $N = 603.40 \text{ kN/m}$  -sforzo normale (trazione)

$A = 1.00 \cdot 0.024 = 0.024 \text{ m}^2$  -area sezione  
 $W_{pl} = 0.000144 \text{ m}^3$  -modulo di resistenza plastico (sezione compatta)

### Verifica a tenso-flessione

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{pl}} = \frac{603.40}{0.024} + \frac{21.76}{0.000144} = 176252.8 \text{ kN/m}^2 = 176.26 \text{ MPa} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

### Verifica a taglio

$$T = 267.0 \text{ kN/m} < 0.5 \cdot V_{Rd} = 0.5 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) \cdot A_v = 2343.39 \text{ kN/m} \quad \text{- la verifica è soddisfatta}$$

Essendo il taglio di calcolo inferiore a metà del taglio resistente, si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

### Elemento obliquo

M <sub>min</sub> = 1.93 kNm/m	-momento flettente minimo
M <sub>max</sub> = -3.26 kNm/m	-momento flettente massimo
T = 6.80 kN/m	-taglio
N = -690.45 kN/m	-sforzo normale (compressione)
A = 1.00*0.016=0.016 m <sup>2</sup>	-area sezione
J=3.4 *10 <sup>-7</sup> m <sup>4</sup>	-momento di inerzia
W <sub>el</sub> =0.00004266 m <sup>3</sup>	-modulo di resistenza elastico

### Verifica a presso-flessione

Per gli elementi strutturali soggetti a compressione e flessione il DM 14/01/2008 rimanda a normative di comprovata validità.

Per la verifica è stata seguita la norma del CNR 10011 par. 7.4

$$\sigma_{\max} = \omega \frac{N}{A} + \frac{M_{eq}}{\psi W_{el} \left(1 - \nu \frac{N}{N_{cr}}\right)} < f_{yd} = 355/1.05 = 338.09 \text{ MPa}$$

In cui:

$$\omega = 2.00 \text{ (tab. 7-IVa; CNR 10011)} \text{ è funzione di } \lambda = l_0/i = l_0/\sqrt{\frac{J}{A}} = 95.5 \text{ (con } l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 63 = 44 \text{ cm)}$$

$$\psi = 1$$

$$\nu = 1$$

$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 221 \cdot 0.016 \cdot 1000000 = 3533000 \text{ N} = 3533 \text{ kN} \text{ (con } \sigma_{cr} \text{ funzione di } \lambda)$$

$$M_{eq} = 0.6 M_{\max} - 0.4 M_{\min} = 1.19 \text{ kNm/m}$$

Pertanto avremo:

$$\sigma_{\max} = 2.00 \cdot \frac{690.45}{0.016} + \frac{1.19}{1 \cdot 0.00004266 \cdot \left(1 - 1 \cdot \frac{690.45}{3533.0}\right)} = 120976.9 \text{ kN/m}^2 = 120.98 \text{ MPa} < 338.1 \text{ MPa}$$